



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
VICERRECTORÍA INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRÍA INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA

Tesis para la obtención del grado de
Maister en
Ingeniería Estructural y Sísmica

*“Inconsistencia del análisis sísmico basado en fuerzas reducidas en un edificio
con torsión dominante”.*

Autor de tesis:

➤ *Ing. Santos A. Arguello Cruz*

Tutor de tesis:

➤ *Ing. MsC Nicolás R. Peralta, Ph. D*

Managua Nicaragua noviembre, 2019

Mediante la presente, expreso formalmente que la investigación titulada *“Inconsistencias del análisis sísmico basado en fuerzas reducidas en un edificio con torsión dominante”* fue revisada total y satisfactoriamente. Certifico que se logró desarrollar los objetivos propuestos en la investigación y que se verificó la hipótesis planteada en dicho estudio sustentándose en el análisis detallado de varios casos representativos. El trabajo dio lugar a interesantes conclusiones y recomendaciones tanto para futuras investigaciones, así como para el ejercicio de la ingeniería estructural.

Se despide cordialmente:

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Nicolás R. Peralta', is positioned above a horizontal dashed line.

Nicolás R. Peralta, Ph.D
Tutor de Tesis

RESUMEN

Se presenta la verificación del método estático lineal conforme al reglamento Nacional de la construcción 2007 (RNC07) en dos edificios existentes de la ciudad de Masaya, al estimar los máximos desplazamientos, las distorsiones máximas de entrepiso en edificios con comportamientos no lineales a partir de un análisis Dinámico en el rango inelástico, usando Time History por integración Numérica. El estudio hace especial énfasis en la inconsistencia que podrá reflejar el análisis estático lineal ante un análisis no lineal, para estructuras que presentan torsión dominante, se evalúan los valores de penalización aplicado al factor “Q” en este tipo de estructura. Se comparan los desplazamientos y las distorsiones máximas de entrepiso calculadas mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso mediante el método estático lineal de dos edificios aporticados de concreto armado diseñados con el Reglamento de Construcción Nicaragüense de 1983, obteniendo por el método lineal buenas estimaciones para las de estructuras en análisis, las penalizaciones impuestas a las estructuras irregulares son suficientes y el reglamento es estricto en cuanto al criterio utilizado para clasificar las estructuras como irregulares, se asume la configuración de una estructura con torsión dominante, con el fin de evaluar la inconsistencia del análisis sísmico basado fuerzas reducidas, concluyendo que en este tipo de estructura se presentan inconsistencia al evaluarse mediante análisis lineal, además de penalizar la estructura en base a su geometría y no basado en su comportamiento dinámico.

SUMMARY

The verification of the linear static method is presented according to the National Construction Regulation 2007 (RNC07) in two existing buildings in the city of Masaya, when estimating maximum displacements, maximum distortions of mezzanine in buildings with non-linear behaviors from a Dynamic analysis in the inelastic range, using Time History by numerical integration. The study places special emphasis on the inconsistency that the linear static analysis may reflect when faced with a non-linear analysis, for structures that present dominant torsion, the penalty values applied to the “Q” factor in this type of structure are evaluated. The displacements and maximum mezzanine distortions calculated by dynamic nonlinear analyzes are compared step by step using the linear static method of two contributed reinforced concrete buildings designed with the Nicaraguan Construction Regulation of 1983, obtaining good estimates for the linear method of structures under analysis, the penalties imposed on irregular structures are sufficient and the regulation is strict in terms of the criteria used to classify structures as irregular, the configuration of a structure with dominant torsion is assumed, in order to assess the inconsistency of the structure. seismic analysis based on reduced forces, concluding that in this type of structure there is inconsistency when evaluated by linear analysis, in addition to penalizing the structure based on its geometry and not based on its dynamic behavior.

CONTENIDO

| | | |
|-------|---|----|
| I. | INTRODUCCIÓN | 1 |
| II. | ANTECEDENTES | 3 |
| III. | PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 5 |
| IV. | OBJETIVOS | 6 |
| | a) OBJETIVO GENERAL | 6 |
| | b) OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 6 |
| V. | JUSTIFICACIÓN | 7 |
| VI. | MARCO TEÓRICO | 9 |
| | a) Estructuras | 9 |
| | i. Definición de Estructuras | 9 |
| | ii. Configuraciones estructurales | 9 |
| | iii. Irregularidad Torsional en las estructuras | 10 |
| | iv. Irregularidad en cuanto a la rigidez estructural | 11 |
| | v. Excentricidad Accidental | 12 |
| | b) Análisis Lineal y No lineal | 14 |
| | c) Análisis Dinámico | 15 |
| | i. Métodos de análisis Dinámico de las estructuras | 15 |
| | ii. Integración Numérica en la respuesta Dinámica | 16 |
| | iii. Integración directa paso de tiempo | 17 |
| VII. | HIPÓTESIS | 21 |
| VIII. | DISEÑO METODOLÓGICO | 22 |
| | DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO EDIFICIO-1 (EDF-1) Y EDIFICIO-2 (EDF-2) | 26 |
| | APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODO ESTÁTICO EN (EDF-1) | 29 |
| | i. Planta de la estructura Edificio-1 y propiedades Generales | 29 |
| | ii. Requisitos Geométricos de la estructura | 33 |
| | a) Estructura regular | 33 |
| | b) Centro de masa de cada entrepiso | 34 |
| | c) Centro de Rigidez o Centro de torsión | 34 |
| | d) Fuerzas cortantes (Método estático equivalente) | 37 |
| | iii. Revisión de los desplazamientos (δ_{xT} , δ_{yT}) | 41 |
| | iv. Datos usando Análisis modal Espectral en rango Elástico | 43 |
| | i. Capacidad de las vigas diagrama momento curvatura | 50 |
| | ii. Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación | 50 |
| | APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODO ESTÁTICO EN (EDF-2) | 55 |
| | i. Planta de la estructura Edificio-2 y propiedades Generales | 55 |

| | |
|--|-----|
| ii) Requisitos Geométricos de la estructura..... | 60 |
| a) <i>Regularidad de la estructura</i> | 60 |
| b) Centro de masa de cada entrepiso | 60 |
| c) Centro de Rigidez o Centro de torsión | 61 |
| d) Fuerzas cortantes (Método estático equivalente) | 62 |
| iii) Revisión de los desplazamientos (δx_T , δy_T) en rango elásticos de la estructura-2 | 65 |
| ANÁLISIS TIME HISTORY EN RANGO NO LINEAL | 74 |
| i. Amenaza y Riesgo Sísmico | 74 |
| ii. Daños Sísmicos a las estructuras..... | 75 |
| iii. Aplicación espectral | 76 |
| iv. Fuente y eventos sísmicos a utilizar en el análisis | 76 |
| RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA (EDF-1) SOMETIDA A CADA UNO DE LOS 4 EVENTOS SÍSMICOS EN ESTUDIO. | 80 |
| iii. Patrón de rótulas en el EDF-1 | 87 |
| RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA (EDF-2) SOMETIDA A CADA UNO DE LOS 4 EVENTOS SÍSMICOS EN ESTUDIO. | 94 |
| ANÁLISIS COMPARATIVOS, DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISOS DE LOS EDIFICIOS EN ANÁLISIS | 107 |
| ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EDF-2 TIPO B CON SISMO DE 2016 | 109 |
| XVII. ANÁLISIS DE LA CONFIGURACIÓN EDF-2 TIPO C..... | 113 |
| XVIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 131 |
| i. Conclusiones..... | 131 |
| ii. Recomendaciones: | 133 |
| XIX. BIBLIOGRAFÍA | 134 |
| ANEXOS | 135 |

I. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Masaya está situada al suroeste de Managua, a 27 km, y 14 km al norte de Granada. Ubicada en la región del pacífico de Nicaragua considerada como la zona de mayor sismicidad del país. Esto es debido tanto por la proximidad a la zona de subducción, como por la cantidad de fallas sísmicas locales existentes y la presencia de volcanes que pueden generar eventos sísmicos. El riesgo sísmico es muy alto y es causado por la actividad tectónica dinámica en los márgenes de las calderas del sistema volcánico Masaya.

Estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad pueden sufrir diversos daños cuando se someten a excitaciones sísmicas, Generalmente se ha utilizado el método de la fuerza lateral equivalente para el diseño de las edificaciones, el cual es un buen indicador de la respuesta elástica de la estructura, pero no toma en cuenta la formación de mecanismos de fallas y la capacidad de la estructura para un colapso progresivo cuando estas se ven sometidas a fuerzas sísmicas que generan grandes daños en los elementos estructurales que hacen exceder su capacidad elástica.

Sin embargo, el problema aumenta cuando la estructura presenta asimetría, induciendo movimientos traslacionales y torsionales cuando está sujeta a movimientos sísmicos. Se pretende demostrar que los edificios con configuraciones asimétricas son más vulnerables a los terremotos que los simétricos.

Una consideración más simplificada para determinar si los efectos de la torsión accidental afectan en el comportamiento sísmico del sistema, parte de relacionar el porcentaje de participación modal de la masa en rotación y el porcentaje de masa predominante en traslación, evaluado en los dos primeros modos de vibración en los cuales por lo general las fuerzas sísmicas presentan mayor magnitud pues los porcentajes de participación de la masa pueden alcanzar valores cercanos a un 80%. En el presente estudio se analizarán dos edificios de 4 niveles de marcos rígidos o pórticos resistentes de concreto armado. Ubicados en la ciudad de Masaya propiedad de la empresa comercializadora ARMOS.

En muchas ocasiones se contemplan estructuras que a primera vista son geométricamente regulares, pero que, debido a la mala disposición de sus elementos estructurales, presentan comportamiento torsional. Una de las estructuras en análisis debido a su configuración geométrica en planta, se asume que en su análisis dominará la torsión, es importante atribuir que si toda la rigidez se concentra muy cerca del centro de rigidez esta probablemente presentará torsión, siendo la otra estructura simétrica en planta y elevación su porcentaje de masa dominará en traslación.

Se pretende establecer las inconsistencias del análisis sísmico basado en el análisis lineal en dichos edificios, dada las condiciones anteriores sería conveniente analizarlo mediante métodos no lineales en el rango inelástico usando análisis dinámico.

La normativa penaliza a estructura irregulares y fuertemente irregulares, sin embargo no se establecen límites permisibles para el grado o la gravedad de la irregularidad en análisis, valorando la regularidades geométricas en base a relaciones largo a ancho menor a 2.5, entrantes o salientes cuyas dimensiones no excedan un 20% de la dimensión en planta y otras relaciones, sin embargo estos porcentaje y relaciones de dimensión pueden ser mayores al permisible, sin establecerse límites permisibles podría llegar la estructura a obtener forma de "L", A criterio de la norma nicaragüense, A cada tipo de irregularidad le corresponde un factor de penalización el cual merma al coeficiente de reducción Q.

Es así que la función del coeficiente de irregularidad en planta es evitar o más bien castigar a posibles estructuras torsionales, pero que son clasificadas de acuerdo a su geometría y en la mayoría de los casos previo al análisis de su comportamiento dinámico.

II. ANTECEDENTES

El efecto de las irregularidades en la configuración de las estructuras en su respuesta sísmica ha llamado la atención de los ingenieros desde mediado del siglo XX.

(Gómez et al 2013) del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., a través de su proyecto de investigación.: Se propuso un procedimiento que simplifica el diseño por torsión sísmica estática de edificios denominado Procedimiento Simplificado de Diseño, PSD. Para ello se estudió la distribución de las fuerzas cortantes entre los elementos resistentes de entrepiso en edificios diseñados por torsión sísmica y se analizaron los factores que afectan la excentricidad de diseño, particularmente la excentricidad accidental. En este sentido Gómez, acuña que, de un análisis estático, las solicitaciones que se obtienen son diferentes a las que resultan de un análisis dinámico tridimensional.

El estudio establece las siguientes conclusiones:

Se demostró que el efecto de la torsión debido a la excentricidad accidental siempre es aditivo en los elementos estructurales y que depende de su rigidez y de su posición con respecto al Centro de Torsión y del radio de giro normalizado de los entrepisos.

Este trabajo es pertinente con la investigación aquí planteada ya que aborda una temática correlativa con la investigación realizada, principalmente en el problema de la torsión en estructuras irregulares.

Un segundo trabajo corresponde a (Mendoza 2008) quien realiza el estudio en “Diseño de estructuras Dúctiles considerando efectos torsionales”, de la universidad nacional de Cuyo.

Presentando como objetivos Proponer un método simple para cuantificar los efectos torsionales y su efecto en la ductilidad global de sistemas torsionalmente restringidos. Realizar ensayos dinámicos sobre modelos simples que permitan sacar conclusiones en base a la observación y comparación cualitativa de los modelos.

En este trabajo se manejan teorías como causas y consecuencias de la vibración rotacional, Criterios de Diseños para torsión en rango elástico e inelástico, orientadas al comportamiento de la estructura sometida a torsión. Afirma que los requerimientos de diseño incluidos en la mayoría de los códigos están basados en conceptos desarrollados en las décadas de 1960 y 1970 para sistemas elásticos y no para sistemas inelásticos. Estableciendo estudios paramétricos de sistemas simples en respuesta dinámica utilizando registros sísmicos como KOBE, VIÑA DEL MAR. Este trabajo se relaciona con la investigación planteada, demostrando que al aplicar análisis dinámicos las estructuras presentan un comportamiento diferente que el análisis efectuado en el rango elástico.

Un tercer trabajo de (Riveras y Aranda 2017) lleva por título “Revisión por sismo de un edificio irregular de mampostería confinada” presentado en el congreso Nacional de ingeniería sísmica. Realiza un estudio en la planta completa de un edificio que presenta una forma en “H”, clasificando la estructura como irregular ya que tiene entrantes y salientes que superan claramente el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Se presentó la evaluación de la capacidad sísmica. La evaluación se hizo considerando ciertos métodos i) el método simplificado, ii) un análisis modal espectral tridimensional con columnas anchas, planteando la inconsistencia del código al aplicar el método simplificado de análisis.

Dicha investigación plantea una estrecha vinculación con el trabajo realizado dada las configuraciones en planta, así como su análisis dinámico realizado, además los planteamientos de diseño sísmico aplicados por la norma mexicana y su inconsistencia ante un análisis dinámico.

III. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El estudio está enfocado en dos estructuras que pertenecen a la empresa comercial ARMOS, el edificio 1 es utilizado como oficinas y el edificio 2 funge como bodega, la configuración geométrica y distribución de sus elementos estructurales ponen la pauta principal de dicho análisis.

El edificio (1) es regular en planta y elevación, La estructura (2) presenta irregularidades debido a su configuración geométrica y distribución de sus elementos estructurales, es importante señalar que si toda la rigidez se encuentra concentrada muy cerca del centro de rigidez esta puede presentar torsión por tener baja rigidez torsional. Debido a la época en que fueron diseñadas (1995 y 1998), dichas estructuras no se analizaron en el rango inelástico mediante métodos dinámicos, es muy probable que al ser sometidas a eventos sísmicos una de estas estructuras presente comportamientos diferentes del que fueron analizadas, estos comportamientos son capaces de generar hasta el colapso de la estructura ocasionando pérdidas tanto económicas como humanas.

El análisis de las estructuras en estudio esta instituido en las inconsistencias que presenta el análisis sísmico basada en fuerzas reducidas en edificio que presenta torsión. El Reglamento Nacional de la construcción 2007 (RNC07) refleja vulnerabilidades especialmente en edificios que presentan irregularidades debido a las configuraciones geométricas de la estructura. El código no especifica un límite permisible a dichas irregularidades, solamente establece límites de regularidades, sin embargo, cada estructura irregular presentará diferente comportamiento dinámico en base al nivel de irregularidad que está presente.

El grado de penalización que el reglamento aplica a este tipo de estructura no está basado en una valoración cuantitativa de la irregularidad sino más bien cualitativa. Los requerimientos de los códigos, están basados en principios de comportamiento estructural elástico sin considerar el diseño sísmico de estructuras enfocado en la capacidad de deformación inelástica, ninguna previsión respecto a los aspectos torsionales de la respuesta dúctil aparece en dichos códigos.

IV. OBJETIVOS

a) OBJETIVO GENERAL

Evaluar y analizar la Inconsistencia del análisis sísmico basado en fuerzas reducidas, en edificio existente de la ciudad de Masaya que presenta torsión dominante.

b) OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un análisis consecutivo de diseño sismo-resistente a la estructura, de acuerdo con lo especificado en el reglamento actual, con el propósito de evaluar dichos resultados.
- Aplicación y evaluación de un análisis sísmico en la estructura, mediante integración Numérica en sistemas lineales y no lineales, con el fin de determinar el efecto de torsión en su comportamiento Dinámico.
- Asumir diferente tipo de configuraciones en la estructura en cuanto a la distribución de la rigidez en planta, para evaluar la irregularidad torsional en disposición de los elementos estructurales.
- Determinar si el grado de penalización aplicado al edificio irregular es adecuadamente conveniente en la estructura.

V. JUSTIFICACIÓN

Este estudio pretende dar cuenta de aspectos estructurales en los edificios de la empresa ARMOS, al determinar estas estructuras como irregulares se analizarán las discrepancias que se generan en un análisis sísmico basado en fuerzas reducidas utilizando el RNC07 ante un análisis dinámico no lineal.

Se podrá realizar una consideración más simplificada para determinar si los efectos de la torsión accidental afectan en el comportamiento sísmico del sistema. La importancia del estudio es mostrar las inconsistencias que presenta el RNC 07 al penalizar las estructuras irregulares en análisis, mediante el denominado coeficiente de irregularidad en planta.

Estos análisis permitirán en primera instancia determinar el grado de vulnerabilidad que las estructuras presentarán ante un posible evento sísmico. A si como las condiciones de servicios a las que estarán expuestas, logrando alertar de posibles reforzamientos a las estructuras existente, con la finalidad de evitar un posible colapso dada la configuración en las estructuras y evitar pérdidas económicas y humanas. Además, podrá servir de referencia para nuevos estudios de edificios que estén diseñados o sean diseñados bajo condiciones de irregularidad en planta.

En dicho estudio se abordará la inconsistencia donde los factores de reducción reglamentarios dependen del material y del tipo estructural. considerando la suposición principal al usar la solución elástica para distribuir la resistencia entre los diferentes elementos es que todos ellos fluyen simultáneamente, lo que es falso, sabiendo que la consideración de la torsión no refleja propiamente el problema, no obstante, conduciendo a un incremento de la capacidad traslacional sin controlar el giro torsional inducido.

Se analizarán las ventajas y limitaciones que presentan las estructuras en análisis, desde el punto de vista de los atributos básicos que las estructura debe poseer para un óptimo desempeño en zonas sísmicas mediante su resistencia y rigidez a cargas laterales y capacidad de disipación de energía por medio de deformaciones inelásticas.

Se pretende que dicho estudio aporte pautas para análisis futuros en estructuras irregulares, he impulse a considerar nuevas previsiones de diseños en nuestro RNC más allá del rango elástico y penalizaciones considerando el grado de irregularidad para cada estructura.

La determinación de un coeficiente de irregularidad en planta basado en su comportamiento estructural dinámico es de vital importancia para estructuras irregulares ubicadas en zona altamente sísmicas, la penalidad aplicada estará en función de cuan grave es su irregularidad, esto permitirá generar diseños más cercanos a la realidad, además no sobre reforzar la estructura indebidamente ocasionando mayores costos de construcción y sobre todo podrá incrementar un mejor desempeño de la estructura ante eventos sísmicos.

VI. MARCO TEÓRICO

a) Estructuras

i. Definición de Estructuras

No podría iniciar este estudio sin ante definir claramente lo que involucra y engloba en si una estructura sus configuraciones, irregularidades, siendo estas las variables a considerar en este análisis. Una estructura puede definirse como un sistema de miembros y conexiones individuales dispuesto para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios apreciables en forma, mientras se logran los criterios de desempeño. Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. Estas deben cumplir la función a que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tengan un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicios Vinnakota (2006).

Puede afirmarse entonces que toda edificación tiene una serie de elementos sin los que sería imposible mantenerla estáticamente. Estos se hacen necesarios para lograr la inmovilidad total o parcial de la construcción, teniendo por tanto una función mecánica o estático-resistente, lo que permitirá que la edificación mantenga sus características. Estos elementos, conocidos como estructura, están unidos de alguna manera entre sí, y constituyen el sostén de la edificación. Desde el punto de vista estructural, toda edificación está compuesta por elementos soportantes y soportados. Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente. Delgado (2011).

ii. Configuraciones estructurales

Una parte muy importante para el desarrollo y análisis de las estructuras en estudio son las configuraciones estructurales de los edificios en análisis, esta es una característica muy importante en las estructuras. Al margen de las debilidades de la estructura, inconsistencias en los códigos o errores en el análisis y diseño, la configuración estructural juega un rol vital en la dimensión de una catástrofe. La configuración de la edificación puede ser descrita como regular o irregular en términos del tamaño y forma de la misma, el arreglo de

los elementos estructurales y de la masa. Las configuraciones regulares respetan la simetría (en planta y elevación), y tienen una distribución uniforme tanto de fuerzas de gravedad como de resistencia lateral. Las configuraciones irregulares carecen de simetría, y presentan discontinuidades en geometría, masa, o elementos resistentes de carga. Pueden causar interrupción del flujo de fuerzas y concentración de esfuerzos.

Las irregularidades de masa y rigideces de elementos, también pueden causar grandes fuerzas de torsión. A su vez, las irregularidades pueden distinguirse como verticales u horizontales. Las irregularidades horizontales se refieren a formas asimétricas en planta como (F, L, T, U) o discontinuidades en elementos de resistencia horizontal como (cortes, aberturas, esquinas entrantes, u otros cambios abruptos) Pankaj Agarwal et al (2006).

iii. Irregularidad Torsional en las estructuras

Las estructuras sometidas a sismos intensos deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas conservando su capacidad de carga. En el caso de edificios asimétricos como el caso del edificio 2, estas deformaciones inelásticas provienen de la traslación y rotación de sus entrepisos. Por lo tanto, su comportamiento debe ser tal que, además de soportar los desplazamientos laterales, tienen que resistir los adicionales debido a torsión, un planteamiento muy importante recalca:

Los requerimientos de diseño incluidos en la mayoría de los códigos están basados en conceptos desarrollados en las décadas de 1960 y 1970 para sistemas elásticos. Este criterio considera que el efecto torsional inducido por el terremoto puede ser representado en un análisis estático mediante la aplicación de un momento torsor a nivel de cada piso. El momento torsor depende de la excentricidad de diseño, la cual considera la excentricidad de rigidez del sistema (distancia entre el centro de masas, CM, y el centro de rigidez, CR) modificado por un factor de amplificación dinámica más el efecto de una excentricidad accidental. En el caso de realizar un análisis dinámico, sólo se considera la excentricidad accidental sin incluir el factor de amplificación dinámica Formica (2001).

Este tipo de análisis sólo conduce a un incremento en la resistencia de los elementos, especialmente aquellos más alejados del centro de rigidez, sin el control de los giros de la planta, por tal motivo se debe de buscar planteamientos que mejoren dichos procedimientos aplicados a nuestro tiempo. Desde los años 70 investigadores planteaban que: Los momentos de torsión en edificios reales difieren de los obtenidos en un análisis dinámico debido a factores no considerados explícitamente Rosenblueth (1979).

Por una parte, se pueden atribuir a las torsiones inducidas por el componente rotacional del terreno y a la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras, y por la otra, a la diferencia entre las propiedades reales y las calculadas de las mismas. Por esto último, debido a las incertidumbres inherentes en las propiedades estructurales, aun las estructuras nominalmente simétricas pueden ser afectadas por torsión Chopra A.K, et al (1994).

iv. Irregularidad en cuanto a la rigidez estructural

Un planteamiento muy importante para las estructuras en estudio (edificio 1) es que a simple vista parecen simétricas, pero debido a la mala distribución de sus elementos estructurales, esta puede comportarse en términos de torsión antes que en traslación, se define entonces que :Esta irregularidad pertenece al primer tipo (irregularidad torsional) el cual contempla estructuras que a primera vista son geométricamente regulares pero que, debido a la mala disposición de sus elementos estructurales, presentan comportamiento torsional. La torsión global se refiere al fenómeno de equilibrio mecánico entre las deformaciones estructurales manifestadas como rotaciones de las plantas de la edificación en su plano (horizontal) y las solicitaciones resultantes según el eje vertical, denominadas pares de fuerzas o momentos torsores Hernández et al (2016).

La rigidez torsional se puede definir como el producto de las rigideces de los distintos elementos por sus distancias al centro de coordenadas elevadas al cuadrado, La rigidez rotacional, K_t , se puede calcular respecto al origen de coordenadas o respecto al Centro de Rigidez (CR). Esta última forma es la más usual al momento de realizar un análisis elástico. Castillo et al (2001)

Respecto al origen de coordenadas:

$$Kt = \sum K_{xi} Y_i^2 + \sum K_{yi} X_i^2$$

(4.1)

Respecto al centro de rigidez, CR:

$$Kt = \sum K_{xi} (Y_i - Y_{cr})^2 + \sum K_{yi} (X_i - X_{cr})^2$$

(4.2)

Para el análisis de las estructuras en estudio se utilizará la ecuación (4.2), El valor de esta variable tiene mucha importancia en rango lineal ya que es quien controla los giros de la planta. En rango no lineal, los elementos fluyen y sus rigideces van cambiando por lo que también varía la rigidez torsional, Kt, del sistema.

Una vez definido lo que engloba la torsión en las estructuras se puede afirmar que es un efecto sumamente dañino en el comportamiento sísmico de edificios, por lo que para el análisis de las estructuras en estudio ha de ser considerado y analizarlo muy cautelosamente, tomando en consideración que no es tan poco común que se presente, pues su presencia la puede favorecer diversas causas o condiciones como plantas irregulares, distribución asimétrica de elementos resistentes (rigidez y resistencia) en planta, distribución asimétrica de masas en planta, o combinaciones de estos efectos siendo estos lo que se requieren analizar en dichas estructuras.

v. Excentricidad Accidental

La mayoría de los códigos de diseño tienen en cuenta el efecto producido por la torsión mediante la inclusión de una excentricidad adicional, llamada excentricidad accidental, que se le suma a la excentricidad estática, distancia entre el CM y el CR. Esta excentricidad accidental tiene por objeto el incrementar las fuerzas demandadas a los elementos debido a que se incrementa el momento torsor de diseño.

El concepto de excentricidad adicional invoca que hay errores en la estimación de la posición del CM y el CR y eso se cubre agregando un porcentaje de la longitud de la planta en dirección perpendicular a la acción sísmica,

denominado β , a la excentricidad estática. Los valores de β varían en las distintas normas entre 0.05 y 0.15. De La Llera y Chopra (1994).

Según el RNC07 estipula que: Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $e_D = 1.5e_s + 0.1b$; $e_D = e_s - 0.1b$

Donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Es posible afirmar que, en la actualidad, resulta prácticamente imposible estimar con precisión esta torsión denominada accidental, la manera usual de considerarla en el diseño sísmico de estructuras es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina excentricidad accidental, y se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura que es perpendicular a la dirección del sismo.

De la Llera y Chopra plantean una metodología simplificada para estimar los efectos de torsión accidental en el diseño sísmico de edificios, el cual está basado en investigaciones analíticas y probabilísticas del incremento en la respuesta de sistemas de un piso debido a la torsión accidental. Para describir el procedimiento es necesario definir el desplazamiento normalizado del sistema como la relación entre el desplazamiento del sistema considerando la torsión accidental y el desplazamiento del sistema sin considerar la torsión accidental.

El proceso se centra en el cálculo del desplazamiento normalizado, relacionando las frecuencias fundamentales de los movimientos torsionales y laterales desacoplados del edificio.

Esta metodología entonces se centra en el comportamiento estructural dinámico de cada estructura analizada y la penalidad aplicada es específica y única para cada estructura siendo este parte de los objetivos del estudio de los edificios en análisis.

b) Análisis Lineal y No lineal

i. Análisis Lineal

El análisis lineal asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, es decir, se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo (desplazamientos y fuerzas internas resultantes). Todas las estructuras reales se comportan de forma no lineal a partir de un cierto nivel de carga. En muchos casos, un análisis lineal puede ser adecuado, pero en otros muchos la solución lineal producirá resultados equivocados, en cuyo caso se deberá realizar un análisis no lineal.

Los edificios en estudios debido a sus características geométricas y sus configuraciones en distribución de sus elementos estructurales, no se considera adecuado la estimación del diseño sísmico bajo condiciones de comportamiento lineal dado que en la estructura estimas que sus elementos fluyen simultáneamente lo cual no es correcto, el análisis elástico de las estructuras no es ya un criterio razonable al momento de evaluar el comportamiento de un edificio ya que si está sometido a fuerzas sísmica elevada su comportamiento será no lineal Paulay, (1996,1997c), Priestley (2003).

ii. Análisis no Lineal

En el análisis no lineal, una importante fuente de no linealidad se debe al efecto de los grandes desplazamientos en la configuración geométrica global de la estructura.

En el análisis lineal los desplazamientos inducidos son muy pequeños, de tal forma que se ignoran los cambios de rigidez de la estructura causados por las cargas. En cambio, las estructuras y componentes mecánicos con grandes desplazamientos pueden experimentar importantes cambios en la geometría debido a que las cargas inducidas por la deformación pueden provocar una respuesta no lineal de la estructura en forma de rigidización o ablandamiento.

El análisis no lineal es una herramienta muy poderosa para los estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, ya que permiten “justificar” de una manera formal, que así no se cumplan a cabalidad todos los requerimientos de las normas vigentes.

El análisis no lineal es una herramienta muy poderosa para los estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, ya que permiten “justificar” de una manera formal, que así no se cumplan a cabalidad todos los requerimientos de las normas vigentes.

- El análisis depende del refuerzo, el grado de fisuración y el detallado de las secciones de cada uno de los elementos
- Se puede conocer la secuencia de plastificación y así verificar jerarquías
- El principio de superposición opera por rangos de carga y no es lineal
- Se puede verificar el verdadero desempeño de la estructura, a partir de cargas sin
- El coeficiente R y la curva de capacidad, son parámetros propios de la estructura.
- Las provisiones sísmicas son el resultado de un análisis de capacidad, lo que las hace fácilmente verificables

Otra importante causa de no linealidad se debe a la relación no lineal existente entre esfuerzo y deformación. Esta situación ocurre cuando el material no sigue la Ley de Hooke, es decir, los esfuerzos no son directamente lineales a las deformaciones.

c) Análisis Dinámico

i. Métodos de análisis Dinámico de las estructuras

El análisis dinámico de estructuras consiste en determinar la respuesta (desplazamientos, velocidades y aceleraciones) de estructuras sometidas a excitaciones (acciones dinámicas). Los parámetros más significativos de la respuesta son los desplazamientos relativos máximos y aceleraciones absolutas. El análisis dinámico de los edificios implica conocer ciertas propiedades que pueden calcularse a partir de un modelo matemático que represente su comportamiento estructural. En un proceso iterativo que parte de las fuerzas que proporciona el método de la fuerza horizontal equivalente se puede establecer cuál es el período del modo fundamental de vibración y cuál es su forma modal García (1998). En los distintos códigos de diseño del mundo se especifican diversos procedimientos para el análisis sísmico de edificios. El Reglamento Nacional de la construcción (RNC07) considera los siguientes tipos de análisis sísmico: simplificado, estático y dinámico. El método estático

toma en cuenta el efecto de las acciones sísmicas mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas laterales a lo alto del edificio. Estas fuerzas se aplican en el centro de masas de cada nivel. El conjunto de fuerzas tiene forma de un triángulo invertido. El método dinámico se divide en dos: modal espectral y “paso a paso” en el tiempo. El análisis modal espectral considera los espectros de diseño para el cálculo de las respuestas estructurales. Por otro lado, el método “paso a paso” toma en cuenta el comportamiento de la estructura ante la acción de un acelerograma determinado resolviendo la ecuación de movimiento para cada instante de tiempo. Este último método es el que reproduce de manera más realista la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento no-lineal. Estos son los que el código estipula, cabe señalar que los resultados en estructuras convencionales son satisfactorios, sin embargo, cuando se analizan estructuras irregulares como el caso los edificios en análisis usando métodos estáticos o métodos simplificados dichos resultados pueden presentar variantes muy considerables. Se puede decir que el análisis dinámico da una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras, pues incorpora información ignorada o indirectamente considerada en el análisis estático. La diferencia entre el método estático y el dinámico consiste en la manera de considerar el posible comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación sísmica de diseño. Guzmán (2009). Fundamentos de Dinámicas Estructural. Recuperados el 28 de abril de 2019, de <https://civilgeeks.com/2012/08/12/conceptos-basicos-de-dinamica-estructural/>

ii. Integración Numérica en la respuesta Dinámica

Las ecuaciones que definen el movimiento dinámico de una estructura son llamadas ecuaciones de equilibrio dinámico y relacionan las diferentes fuerzas involucradas en el problema dinámico, por lo que la solución a estas ecuaciones permite obtener la respuesta del sistema. La formulación de estas ecuaciones se obtiene generando modelos matemáticos donde se evidencien las fuerzas que intervienen en el sistema. El hecho de que la carga y la respuesta del sistema varíen en el tiempo, implica que el problema dinámico no tenga una única solución sino una sucesión de soluciones que corresponden al tiempo en el que se desea conocer la respuesta Wilson (2002). Esto hace, que

el análisis dinámico sea complejo debido a que las ecuaciones de equilibrio dinámico que dan solución a la respuesta del sistema quedan expresadas en función del tiempo a través de ecuaciones diferenciales lineales de orden superior. Según la complejidad del sistema estructural que se estudie, la solución a estas ecuaciones puede llegar a ser un complejo problema matemático. Por ello, la solución numérica del problema dinámico ha sido materia de investigación en los últimos años generándose métodos especializados para su solución. El enfoque de los métodos de integración directa es obtener los valores de respuesta directamente de las ecuaciones de movimiento sin realizar ninguna transformación previa. Cabe destacar que el parámetro para la respuesta que se desea calcular principalmente es el desplazamiento, ya que a través de este se puede obtener los valores de velocidad y de aceleración. Debido a estas circunstancias, surgen procedimientos alternativos, que, mediante operaciones aritméticas, proporcionan resultados tan aproximados como se desee. En esta clasificación se encuentran aquellos procedimientos que pueden ser utilizados tanto para sistemas lineales o no lineales o bien, para aquellos sistemas cuya excitación varía en forma arbitraria con el tiempo Chopra (2014)

iii. Integración directa paso de tiempo

El termino integración directa significa que, para llevar a cabo la integración numérica de la ecuación de movimiento, no es necesario transformarla, es decir, la ecuación se utiliza directamente. Estos métodos están basados en dos ideas principales:

- En lugar de satisfacer la ecuación de movimiento para un tiempo t , se busca satisfacerla en intervalos discreto de tiempos Δt .
- Se asume una variación de desplazamiento, velocidad y aceleración con cada intervalo de tiempo.

De acuerdo a lo anterior, se toman en cuenta una serie de incrementos cortos de tiempo Δt , que generalmente se consideran de la misma magnitud por simplicidad de cálculo, siendo establecida la condición de equilibrio dinámico desde el inicio, hasta el término de cada intervalo. Si se trata de sistemas lineales, las propiedades de la estructura son constante, pero si se trata de sistemas no lineales, se modifican para ajustarse al estado de deformación

correspondiente. Esto nos permitirá poder evaluar de forma más exacta el comportamiento de las estructuras en análisis. Esta modificación se logra mediante la resolución de la ecuación de movimiento que gobierna la respuesta del sistema en cuestión Bathe y Willson (1976).

En 1959 Newmark propuso un método para dar solución al problema dinámico de estructuras mediante la integración numérica. El método se puede utilizar para cualquier tipo de carga dinámica. Se parte de la ecuación de movimiento evaluada en el instante de tiempo t cualquiera. La ecuación general de movimiento está representada por

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P_{ef} \quad (6.1)$$

La excitación está dada en tiempos discretos t_i la ecuación general de movimiento está representada por:

$$m\ddot{u}(t_i) + c\dot{u}(t_i) + ku(t_i) = P(t_i) \quad (6.2)$$

Considerando la respuesta del sistema en este instante

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = P_i \quad (6.2a)$$

Chopra (2001).

Es posible obtener los valores en el instante inmediato $t(i+1)$.

$$m\ddot{u}(t_{i+1}) + c\dot{u}(t_{i+1}) + ku(t_{i+1}) = P(t_{i+1})$$

(6.3)

Siendo $i = 1, 2, 3 \dots$

Mediante la aplicación y desarrollo de un algoritmo en Matlab utilizando como punto de partida un tiempo $t_i=0$, un paso de tiempo de 0.2 segundos y haciendo uso de registros de eventos sísmicos ocurridos anteriormente se podrá determinar la respuesta de sisma en análisis mediante el uso de las siguientes ecuaciones para obtener dicha respuesta.

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = P_{i+1}$$

(6.3a)

Haciendo $t_i = t$ y $t_{i+1} = t + \Delta t$ según la figura 6-2, las expresiones (6.2) y (6.3) pueden expresarse como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t) \quad (6.4)$$

$$m\ddot{u}(t + \Delta t) + c\dot{u}(t + \Delta t) + ku(t + \Delta t) = P(t + \Delta t) \quad (6.5)$$

Restando la ecuación (5.4) a la ecuación (6.5) se obtiene

$$\Delta\ddot{u} = \ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}t, \Delta\dot{u} = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t) \text{ y } \Delta u = u(t + \Delta t) - u(t)$$

De acuerdo a lo anterior, se obtiene la ecuación incremental de equilibrio para

Para sistemas lineales, para un tiempo t_i :

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta P_i$$

(6.6)

Para sistemas no lineales, los coeficientes de amortiguamiento y de rigidez varían con el tiempo $c = c(t)$ y $k = k(t)$ quedando representado como

$$m\Delta\ddot{u}_i + c(t)\Delta\dot{u}_i + k(t)\Delta u_i = \Delta P_i \quad (6.7)$$

Es posible obtener la respuesta de la estructura a través de este desarrollo de ecuaciones, sin embargo, para nuestro análisis y considerando el paso de tiempo y eventos sísmicos a los que estará sometido la estructura. Además, en vista a sus condiciones geométricas una de las alternativas consecutivas en la generación de estos métodos de integración Numérica son los que Newmark desarrolló como una familia de métodos implícitos de integración directa basados sobre las siguientes ecuaciones:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (6.7 a)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)(\Delta t)^2\right]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (6.8)$$

Donde los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración sobre un paso de tiempo, a la vez que determinan las características de estabilidad y precisión del método con el propósito de obtener los desplazamientos del sistema en análisis. La selección típica para γ es $\frac{1}{2}$; y para β , entre 1/6 y 1/4 para sistemas lineales es posible modificar la formulación original de Newmark (6.8), implementando cantidades incrementales para su cálculo de las siguientes ecuaciones:

$$\Delta u_i = u_{i+1} - u_i, \quad \Delta\dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i, \quad \Delta\ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i$$

(6.9)

Si sustituyen las expresiones se obtiene la velocidad

$$\Delta u_i = \frac{\Delta P^*}{k^*} \quad (6.10)$$

A partir de las respuestas $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$ en un tiempo t_i conocido se podrá determinar los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura en análisis.

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (6.11)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{u}_i \quad (6.12)$$

Clough y Piezen (1993).

Según los valores de γ y β se distinguen dos casos especiales del método de Newmark que coincide con los métodos de la aceleración lineal y la aceleración promedio, debido a la exactitud de los métodos es que se ha tomado la decisión de analizar las estructuras en estudio basado en las condiciones e hipótesis de dichos método, dada la precisión entre ambos métodos desarrollados por Newmark se analizaran las estructura utilizando aceleración promedio con la ecuación (6.7a) se demuestra que las ecuaciones de Newmark con $\gamma = \frac{1}{2}$; $\beta = \frac{1}{4}$ son iguales a las que se deducen suponiendo una aceleración constante y aquellas con $\gamma = \frac{1}{2}$ y $\beta = \frac{1}{6}$ corresponden al supuesto de una variación lineal de la aceleración Chopra, (2001).

Mediante la aplicación del método de aceleración promedio se podrá determinar los desplazamientos de las estructuras, cuando esta es sometida a eventos sísmicos. Según Chopra uno de los métodos de mejor precisión es el método de aceleración promedio. Debido a las irregularidades de la estructura en estudio y al alto nivel de exactitud del método, se analizará dicha estructura bajo las ecuaciones teóricas y principios numéricos que estable el método de aceleración promedio, el cual es posible su aplicación tanto en el rango lineal como no lineal, pudiendo efectuar un comparativo de los resultados de los métodos de análisis en el rango lineal ante el métodos estático y sus efectos e inconsistencia generadas ante sistema en el rango inelástico .

VII. HIPÓTESIS

El análisis sísmico basado en fuerzas reducidas no Presenta inconsistencias en edificios con torsión dominante.

VIII. DISEÑO METODOLÓGICO

a) Descripción del trabajo

El método aplicado en el estudio es de tipo sistémico, Este modelo representa el más alto grado de integración o combinación entre los enfoques cualitativos y cuantitativos. Permitiendo la modelación de sus componentes y dichas relaciones entre estos para obtener los resultados de dicho análisis. Ambos se entremezclan o combinan en todo el proceso de investigación o al menos en la mayoría de sus etapas. Requiere de un manejo completo de los dos enfoques y de una mentalidad abierta.” En el análisis, con la vinculación de los datos tanto cualitativos como cuantitativos se logra generar una perspectiva precisa al planteamiento del problema en estudio. Se obtuvieron resultados cualitativos por medio de la elaboración de un (instrumento) formulario de recolección de datos, mediante la observación en planta del edificio, se verifico lo detallado en los planos arquitectónico, datos reales de las siguientes características de la estructura: distribución de los elementos estructurales, tipo de función de la estructura, características geométricas, dimensiones de los elementos estructurales y área de planta que permitirán conocer la problemática expuesta para la investigación, Se logra conocer la capacidad estructural, regularidad o Irregularidad que presentan las estructuras en análisis, mediante el estudio de sus planos arquitectónicos y estructurales, correlacionando dichas observaciones a la estructura con lo detallado en dichos planos, se visualiza el tipo de configuración en planta de cada estructura. Mediante un diseño sismo-resistente a la estructura, de acuerdo con lo estipulado en el reglamento actual se obtienen resultados cuantitativos para ser comparados con datos obtenidos del análisis Dinámico, mediante integración Numérica paso a paso en sistemas lineales y no lineales. Con la obtención de datos cuantitativos tales como máximos desplazamiento, aceleración máxima, máxima velocidad, deriva máximas, se logrará generar una valoración cuantitativa de la variable dependiente (inconsistencia del análisis sísmico usando fuerzas reducida).

i. Universo de trabajo y sus integrantes

Dos estructuras en estudio de 4 niveles, a porticadas de concreto armado, propiedad de la empresa comercial ARMOS, son el universo de trabajo en el que se desarrolla este análisis, sus componentes y propiedades, dimensiones y secciones de sus elementos estructurales integraron la parte principal en la obtención de datos, en la ejecución y desarrollo del análisis de dichas estructuras, con el fin de alcanzar los objetivos planteados en la investigación.

a). Señalamiento y descripción de fuentes de datos que generan información y tipo de información necesaria de la fuente.

Expresan las técnicas de recolección de datos como el conjunto de procedimientos y herramientas, para recoger, validar y analizar la información necesaria que permita lograr los objetivos de la investigación. Como fuente primaria de información se obtuvo destino o uso de la estructura, la ubicación exacta de esta, además del tipo de sistema constructivo empleado y fecha de construcción, esta información se obtuvo de un cuestionario corto de preguntas realizadas a gerencia general de la empresa ARMOS (Lic. Nohemi Ramos), esta información permitió determinar el tipo de suelo en dependencia de la ubicación de la zona sísmica, según el artículo 28 del Reglamento nacional de la Construcción 2007 (RNC07), además el tipo de material (concreto) y sistema constructivo utilizado en el análisis, de las fechas de diseño de las estructuras se determinó bajo que reglamento vigente a la fecha de diseño o construcción fueron diseñadas las estructuras.

Como segunda fuente de información fueron las configuraciones geométricas y dimensionamientos de las estructuras (tipo de forma de la planta de cada edificio), mediante los planos arquitectónicos suministrados por la gerencia general de la empresa ARMOS se determinaron (Regularidad de la estructura), usando la relación largo ancho y su relación de altura a su dimensión menor, según lo estipulado en el artículo 23 del Reglamento Nacional de la construcción 2007. Como tercera fuente de información: cuantificación de sus elementos estructurales, distribución de estos en planta, y sus dimensiones y propiedades mecánica de cada elemento en la estructura, según planos estructurales suministrados por gerencia general de ARMOS, esto nos permitió

determinar el peso de la estructura así como su centro de masa y centro de rigidez de la misma, conocer mediante método estático grado de excentricidad y penalización de la estructura ya sea esta irregular o fuertemente irregular, además de permitir realizar un análisis sísmico en el rango inelástico. Se logró obtener con dichos datos un modelo que permitiera a la estructura ser evaluada mediante análisis dinámico en el rango elástico, este respaldado de un programa computacional especializado en el análisis estructural (ETABS) y poder llegar a resultados conforme a los objetivos planteados.

b) Construcción de instrumento para recoger información.

Para la obtención de información se desarrolló mediante los siguientes instrumentos:

i. Cuestionario corto de preguntas:

Mediante la aplicación de este instrumento se pudo conocer: el destino o uso de cada edificio este permitió determinar la función que está desempeñando el edificio, si funge según el uso para el que fue diseñado y categorizar el mismo según el RNC07 para atribuir cargas vivas, ubicación exacta de los edificios, año en que se diseñó y finalizó la construcción de cada estructura.

ii. Tabla de recolección de datos

Este instrumento permitió obtener información relevante para el estudio, obteniendo:

Configuración de la estructura, Dimensiones transversales, longitudinales, altura de entrepiso, cantidad de columnas y columnas por ejes, secciones transversales de cada elemento de la estructura, perímetro de viga según sección trasversal de cada una de estas, espesor de losa por nivel, propiedades mecánicas de los materiales, cantidad de acero de cada elemento.

c) Recopilación y forma de procesamiento de la información recopilada.

Para la recopilación de información se utilizó equipo de medición, cámara fotográfica, laptop (computadora portátil), con el propósito de obtener fotografías de los planos estructurales y arquitectónicos, fotos de las instalaciones, se usaron instrumentos de medición como cinta métrica para la verificación de dimensiones con forme a los planos, se usó una laptop y dos

computador de escritorio con los programas Excel y Etabs para plasmar la información a verificar en planta y ejecución de cálculos estructurales por análisis lineal y no lineal.

De los detalles estructurales obtenidos, tipo de geometría, distribución de elementos estructurales, tanto del tipo de material y sección de las misma se procedió con el análisis de la estructura considerando el RNC07, utilizando método estático, se determinó las irregularidades de las estructuras, grado de penalización requerida según el código, periodo de la estructura y la excentricidad y torcionalidad que las estructuras presentan, se evaluaron los desplazamientos , derivas de entrepiso bajo condiciones de estado limite servicio y condiciones de estado limite colapso, como lo estipula el reglamento en el artículo 34.

Un segundo análisis se efectuó usando Time History por integración numérica en la respuesta dinámica, en sistema no lineal, este nos permitió establecer diferencias entre dos sistemas lineales dirigidos bajo condiciones de cargas totalmente diferentes, se utilizaron 4 sismo para dicho análisis, se compararon los desplazamientos en términos porcentuales cuando la estructura se encuentra en el rango elásticos e inelástico.

DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO EDIFICIO-1 (EDF-1) Y EDIFICIO-2 (EDF-2)

Las estructuras en análisis son dos edificios de 4 niveles de concreto armado, el EDF-1 es utilizado como oficinas y el EDF-2 como Bodega, están ubicado en la ciudad de Masaya (ver gráfica en anexo 20.1), son propiedad de la empresa comercial ARMOS. Según los registros históricos de la empresa, el edificio 1 su construcción inicio el 22 de abril de 1993 y el edificio 2 el 27 de marzo de 1996. Según el Reglamento Nacional de la construcción de Nicaragua 2007 (RNC07) art.20. Estas edificaciones pertenecen a estructuras del grupo B, siendo estas en la que el grado de seguridad requerido es intermedio y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc., sus diafragmas rígidos en cada nivel son losas de concreto de 20 cm de espesor, la cubierta superior es una losa que funciona como terraza con una pendiente de 2.5%, presentan un sistema aporticado de concreto reforzado que generan la rigidez de la estructura, las paredes en la actualidad son de Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras).

Es muy probable que dichas edificaciones fueron diseñadas utilizando el reglamento Nacional de la construcción vigente de 1983 (RNC1983), en dicho reglamento no se estipulan condiciones de regularidad para las estructuras, estas condiciones de regularidad, así como el grado de penalización para estructuras irregulares y fuertemente irregulares fue anexado dentro de las modificaciones hechas al reglamento en el año 2005 quedando plasmada en los artículos 63 ,64 y 65 de dicho reglamento. Nuestro análisis estará basado en el reglamento vigente RNC07.

EL EDF-1 (Figura 9.1 a) presenta una altura de 12 metros, su configuración geométrica es de una estructura regular en planta y elevación, esta cumple las condiciones de regularidad establecida por el RNC07 en su artículo 23 inciso a).

El EDF-2 (Figura 9.1b) presenta una altura de 16 metros, este debe ser clasificado como irregular ya que la entrante excede el 20% de la dimensión en

planta paralela a la dirección en que se considera la entrante o la saliente. Según el RNC07, el factor de reducción “Q” debe castigarse para tomar en cuenta la irregularidad. Sin embargo, con el análisis dinámico no lineal dicha irregularidad se determinó claramente sus efectos al modelar la estructura. No se consideró la resistencia de los muros, se toma en consideración el análisis solamente a través de los marcos estructurales que dan la resistencia a las estructuras. Según el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua RNC07 pág. 21. (Gráfica en Anexo 20.43), las estructuras se encuentran ubicadas en la zona C, siendo esta la zona de mayor amenaza sísmica del país. Toda la información disponible hace suponer que el tipo de suelo donde están desplantados los edificios es terreno firme, el terreno podría ser de transición (Tipo II). Cabe señalar que para clasificar el tipo de suelo hasta no tener un estudio de mecánica de suelos no se podrá hacer una mejor clasificación del terreno de desplante.



Figura 9.1 a. Fachadas del edificio EDF-1

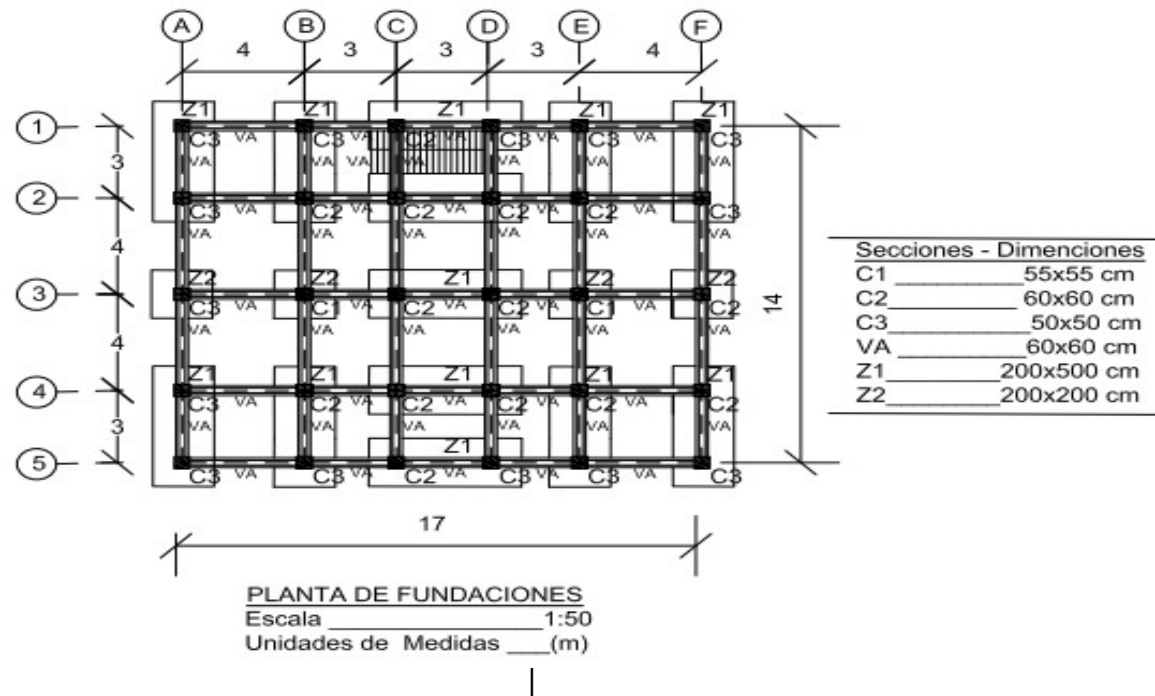


Figura 9.1 b: Fachada del edificio y costado lateral del EDF-2

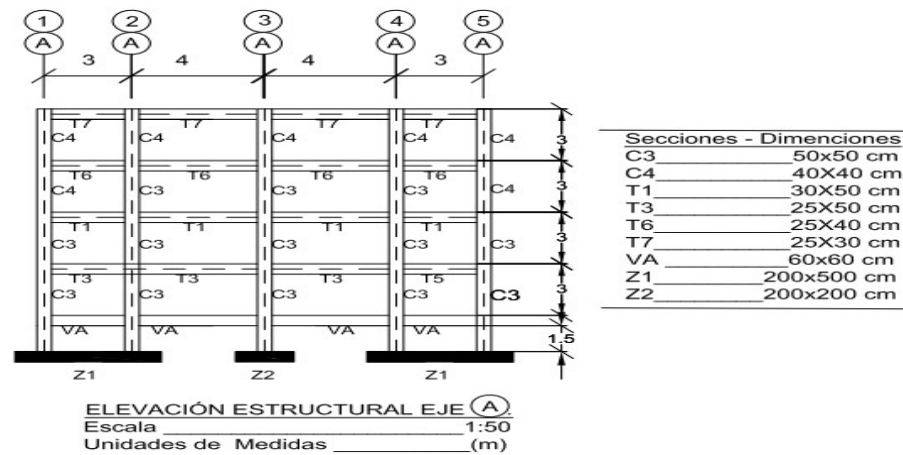
Se puede decir que la geometría de la planta en forma de “L” del edificio 2, y la estructura del edificio 1 estudiado son un caso real que permite investigar aspectos estructurales interesantes que muchas veces se pasan por alto debido a la obiedad en la ciudad de Masaya. En este capítulo de análisis se requiere conocer la irregularidad de las estructuras, excentricidad, grado de penalización aplicado, Fuerzas sísmicas, Fuerzas sísmicas reducida, desplazamientos y distorsiones de cada entepiso bajo condiciones de servicio y condiciones de colapso de las estructuras, usando el método estático lineal según lo establecido por el RNC07

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODO ESTÁTICO EN (EDF-1)

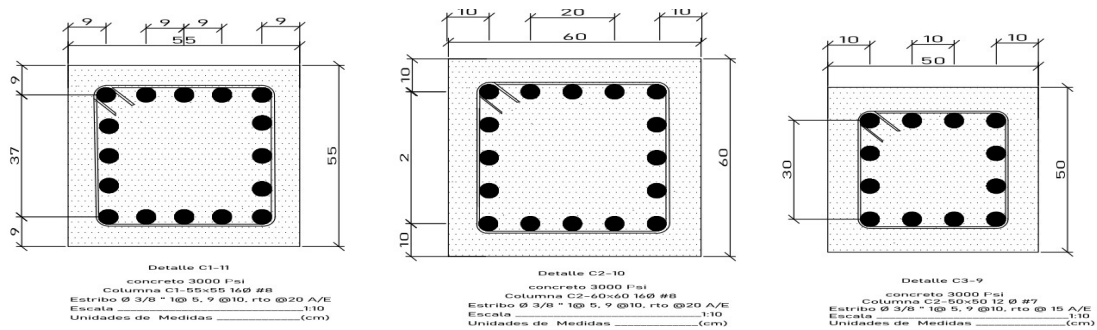
i.Planta de la estructura Edificio-1 y propiedades Generales



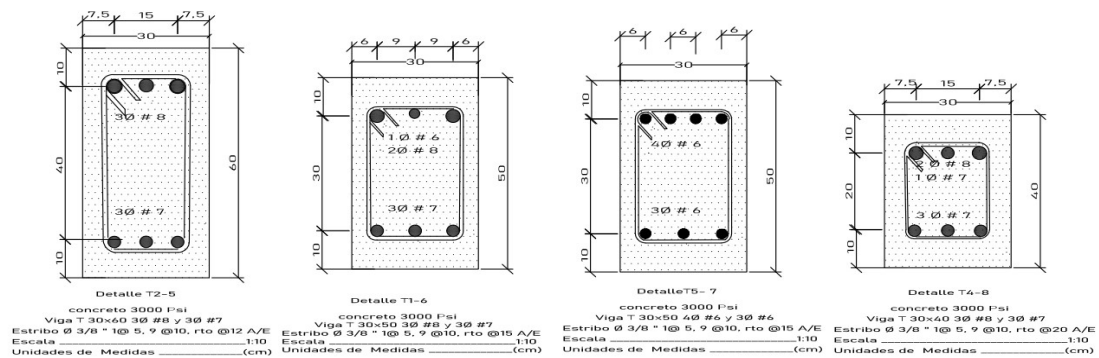
Gráfica 10.1: Fuente tomada de planos estructurales de edificio de oficina de Armos.SA



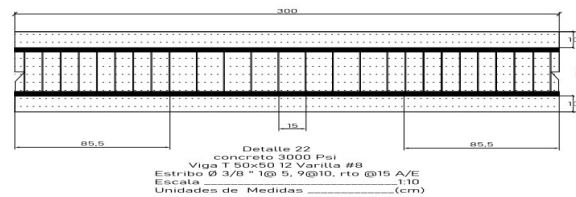
Gráfica 10.2: Fuente tomada de planos estructurales de edificio de oficina de Armos.SA



Gráfica 10.3 Detalles de elementos estructurales según los planos del EDF-1



Gráfica 10.4 Detalles de elementos estructurales según los planos del EDF-1



Gráfica 10.5: Fuente tomada de planos estructurales de edificio de oficina de Armos.SA

a) Consideraciones Generales. Aplicación del método estático equivalente en edificio _ EDF-1.

Para la elaboración de dichos cálculos se tomó en consideración la normativa vigente del reglamento nacional de la construcción RNC07. Por tratarse de una estructura regular con una altura no mayor de 40 m puede usarse el método de análisis estático (RNC07 Art.30-b).

Este método está fundamentado en la aplicación de fuerzas sísmica laterales, ubicadas en los centros de masa de cada entrepiso, de forma incremental lineal en función del aumento de la altura, que permite simplificar los cálculos de las derivas y determinar ciertos comportamientos dinámicos los cuales controlan la rigidez y la ductilidad de la edificación

b) Dimensiones propiedades y características de los elementos estructurales.

De datos obtenidos de los planos estructurales se determinó que los elementos del edificio presentan las siguientes características

Tabla 10.1 Dimensiones propiedades y características de los elementos estructurales según planos

| EDF-1 | | | | | | | | | | | | |
|---------------|---------|-----------|-------|--|----------------------------|----------------------------|---|---------------------|-----------------------|--------------------|-------|-------------------|
| | | Dimensión | | Área sección transversal (m ²) | propiedades mecánicas | | | | longitud del elemento | Acero longitudinal | | Acero transversal |
| Ejes | Nivel | h(m) | b (m) | | Resistencia Concreto (f'c) | Resistencia del Acero (fy) | Elasticidad | Módulo d poisson(u) | L(m) | As_D3 | As_D2 | estribo |
| A1 - A5 | I | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 4 #8 | 4 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| A1 - A5 | II - IV | 0.5 | 0.5 | 0.25 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 2 #7 | 2 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| B1 - B5 | I | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @18cm |
| B3 - B4 | II - IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| B1 Y B5 | II - IV | 55 | 55 | 3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @20cm |
| B2 - B4 | III | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| B2 - B5 | IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 2 #7 | 2 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| C1 - C5 | I | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| C3 - C4 | II - IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| C1 Y C5 | II - IV | 55 | 55 | 3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @18cm |
| C2 - C4 | III | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| C2 - C5 | IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 2 #7 | 2 #7 | Estribo 3/8 @15cm |
| D1 - D5 | I | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| D3 - D4 | II - IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| D1 Y D5 | II - IV | 55 | 55 | 3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| D2 - D4 | III | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| D2 - D5 | IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 2 #7 | 2 #7 | Estribo 3/8 @12cm |
| E1 - E5 | I | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| E3 - E4 | II - IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 5 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| E1 Y E5 | II - IV | 55 | 55 | 3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @12cm |
| E2 - E4 | III | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| E2 - E5 | IV | 0.6 | 0.6 | 0.36 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 2 #7 | 2 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| F1- F5 | I | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 4 #8 | 4 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| F1,F2 Y F4 F5 | II | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 5 #8 | 4 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| F3 | II - IV | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 280 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm ² | 0.2 | 3 | 3 #7 | 3 #7 | Estribo 3/8 @15cm |

Las secciones pueden ser visualizadas en los anexos 20.82 en adelante.

c) Determinación del peso del edificio

Se calculó el peso del edificio de acuerdo con los artículos 9 y 10 correspondientes a cargas muertas, carga muerta de elementos no estructurales, carga vivas y carga viva reducida, de los cuales se incluyeron el peso de la estructura, muros divisorios, particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, acabados y todos aquellos pesos que no cambian sustancialmente con el tiempo, más las cargas que se producen por el uso y ocupación de la edificación que no tienen carácter permanente. Para efectos de los cálculos se determinó un área en planta de 238 m².

Tabla 10.2 Cargas para cada nivel de la estructura

| Niveles | Carga Muerta (Ton/m ²) | Carga Viva (Ton/m ²) | Carga muerta Elementos no estructurales (Ton/m ²) | Carga viva Reducida (Ton/m ²) |
|-----------|---------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| Azotea | 1.021 | 0.10 | 0.098 | 0.04 |
| Nivel III | 1.022 | 0.25 | 0.098 | 0.10 |
| Nivel II | 1.059 | 0.25 | 0.098 | 0.10 |
| Nivel I | 1.059 | 0.25 | 0.098 | 0.10 |

Tabla 10.3 Peso de la estructura con carga Viva máxima (CV)

| Usando carga Viva gravitacional | | | | | |
|---------------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------|
| Niveles | Carga Muerta (ton/m2) | Carga Viva (ton/m2) | Carga total ton/m2) | área (m2) | Wi |
| Azotea | 1.12 | 0.10 | 1.219 | 238.0 | 290.1 |
| Nivel III | 1.120 | 0.25 | 1.370 | 238.0 | 326.1 |
| Nivel II | 1.157 | 0.25 | 1.407 | 238.0 | 334.8 |
| Nivel I | 1.157 | 0.25 | 1.407 | 238.0 | 334.8 |
| | | | | | 1285.7 |

Tabla 10.4 Peso de la estructura con carga Viva Incidental o reducida (CVR)

| Usando la carga incidental | | | | | |
|----------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------|
| Niveles | Carga Muerta (ton/m2) | Carga Viva (ton/m2) | Carga total ton/m2) | área (m2) | Wi |
| Azotea | 1.12 | 0.04 | 1.159 | 238.0 | 275.8 |
| Nivel III | 1.12 | 0.10 | 1.220 | 238.0 | 290.4 |
| Nivel II | 1.16 | 0.10 | 1.257 | 238.0 | 299.1 |
| Nivel I | 1.16 | 0.10 | 1.257 | 238.0 | 299.1 |
| | | | | | 1164.3 |

ii. Requisitos Geométricos de la estructura

Art.23 Condiciones de regularidad

Según el Reglamento Nacional de la Construcción en su artículo 23 se estipulan condiciones de regularidad para las estructuras. Mediante este artículo se permite conocer los requisitos geométricos arquitectónicos que presentan las estructuras y conocer qué tipo de irregularidades presenta.

a) Estructura regular

Tabla 10.5 características geométricas según RNC07

| Condiciones de regularidad | | |
|--|------|--------|
| Su planta es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales , además sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales | | Cumple |
| Edificio (h) - altura no debe ser Mayor de 40 m para análisis estático en estructura regulares | | |
| h = | 16 m | Cumple |
| Relación de altura del edificio a la dimensión menor no pasa 2.5 | | |
| R_h = | 0.86 | Cumple |
| Planta con entrante o saliente < 20% | | |
| R_ES | 0% | Cumple |
| Cada nivel tiene sistema de techo o piso rígido y resistente | | Cumple |
| No tiene aberturas en sus sistemas de techo o pisos cuya dimensión > 20% | | Cumple |
| Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales | | Cumple |
| El peso del nivel incluyendo carga viva para diseño sísmico no es >110% del correspondiente al piso inferior | | |
| 275.8/290.4 | 95 % | Cumple |
| 290.4/299.1 | 97% | Cumple |
| 299.1/299.1 | 100% | Cumple |
| Ningún piso tiene un área, delimitadas por paños exteriores de sus elementos resistentes mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta | | Cumple |
| Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales o losas planas | | Cumple |
| La rigidez al corte de ningún entrepiso excede de 50 % a la del piso inmediatamente inferior | | Cumple |
| La resistencia al corte de ningún entrepiso excede de 50 % a la del piso inmediato inferior | | Cumple |
| En ningún entrepiso la excentricidad calculada (es) excede al 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada | | Cumple |

Según el RNC07 artículo 23 se determina que la estructura es geométricamente regular debido a que cumple con las condiciones de regularidad indicadas en la tabla 12.5

b) Centro de masa de cada entrepiso

$$X_{cm} = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad Ec. 12.1$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i} \quad Ec. 12.2$$

Tabla 10.6 Centro de masa de la estructura.

| Centro de Masa de la estructura | | |
|---------------------------------|--------|--------|
| Niveles | Xcg | Ycg |
| Azotea | 8.4916 | 7 |
| Nivel III | 8.565 | 6.9398 |
| Nivel II | 8.5439 | 6.9432 |
| Nivel I | 8.526 | 6.9439 |

Considerando el peso de la estructura se logra obtener el centro de masa de cada entrepiso, mediante las fórmulas anteriormente señaladas donde X_i es la distancia del origen al elemento correspondiente.

c) Centro de Rigidez o Centro de torsión

Tabla 10.7 Centro de Rigidez o Centro de Torsión.

| Centro de Rigidez O Centro de Torsión | | |
|---------------------------------------|--------|-----|
| Niveles | XCR | YCR |
| Azotea | 8.541 | 7 |
| Nivel III | 8.5254 | 7 |
| Nivel II | 8.5031 | 7 |
| Nivel I | 8.5005 | 7 |

d) Excentricidad Torsional y excentricidad de diseño

Tabla 10.8 Excentricidad torsional.

| Excentricidad torsional | | | RNC07 |
|-------------------------|-----|------|---------------|
| Niveles | esx | esy | es<20%b EJE X |
| Azotea | 0.0 | 0.00 | REGULAR |
| Nivel III | 0.0 | 0.06 | REGULAR |
| Nivel II | 0.0 | 0.06 | REGULAR |
| Nivel I | 0.0 | 0.06 | REGULAR |

La estructura es regular y no presenta irregularidad torsional

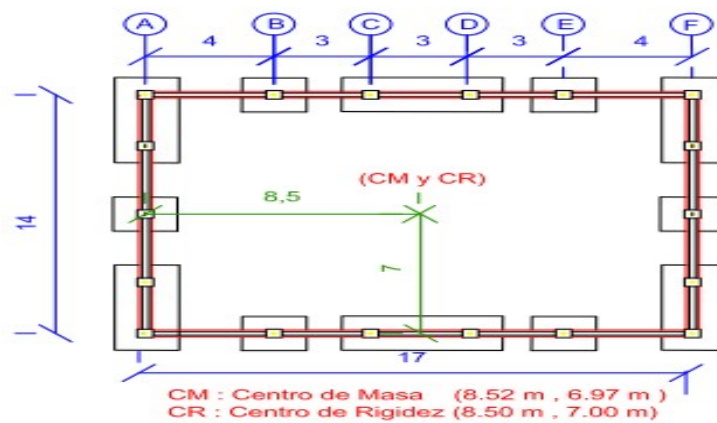
$$eDx = 1.5es - 0.1 \quad Ec. 12.3$$

$$eDy = 1.5es + 0.1b \quad Ec. 12.4$$

Tabla 10.9 Excentricidad de Diseño.

| Excentricidad de Diseño | | |
|-------------------------|----------------------|----------------------|
| Niveles | $eDx = 1.5es + 0.1b$ | $eDy = 1.5es + 0.1b$ |
| Azotea | 3.0465 | 4 |
| Nivel III | 3.04005 | 3.0873 |
| Nivel II | 3.04065 | 3.0873 |
| Nivel I | 3.0417 | 2.9127 |

Esquema de los centros de masa y centro de Rigidez



Gráfica 10.6 Centros de Geométricos del EDF-1: Fuente propia

iii. Fuerzas sísmicas para el análisis estático

a) Factor de Ductilidad Q

Se elegirá $Q=2$ según el artículo 21, considerando que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado los cuales no llevarán requisitos especiales de detallado para ser considerados marcos dúctiles. Según el artículo (21.a) se usará $Q = 2$.

b) Factor de reducción por sobre-resistencia

Art.22. la reducción por sobre-resistencia está dada por: $\Omega = 2$.

c) Determinación del Coeficiente de diseño sismo y espectro de diseño

Art.24. El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$C = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \text{ pero nunca menor que } (S)(a_0) \quad \text{Ec. 12.5}$$

Para estructuras del grupo B según el mapa de Zonificación sísmica en las ciudades dentro de la zona C el valor de $a_0 = 0.3$. Ver figura 9.1 de anexo.

Los efectos locales de suelo (suelo tipo II) se tomaron según el artículo 43 (un suelo firme con velocidad promedio de las ondas de cortante V_s , entre 360 y 750 m/s). El coeficiente S de amplificación que se obtiene del (RNC07 Tabla 11) de la propuesta es: $S=1.5$.

El correspondiente valor de (S) según había indicado anteriormente es de:

Tabla 10.10 Tomada del RNC07 tabla 11. Factor de amplificación por tipo de suelo

| Zona Sísmica | Tipo de Suelo (S) | | |
|--------------|-------------------|-----|-----|
| | I | II | III |
| A | 1 | 1.8 | 2.4 |
| B | 1 | 1.7 | 2.2 |
| C | 1 | 1.5 | 2 |

Por lo tanto, el valor de C:

$$C = 0.434 \geq S * a_0 = 0.45 \text{ por tanto } C = 0.45 \quad \text{Ec. 12.6}$$

El espectro elástico de aceleraciones se define en el artículo 27 ecuación 6 en el cual:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Ec. 12.7a, b, c, d

En donde:

$$d = 2.7a_0$$

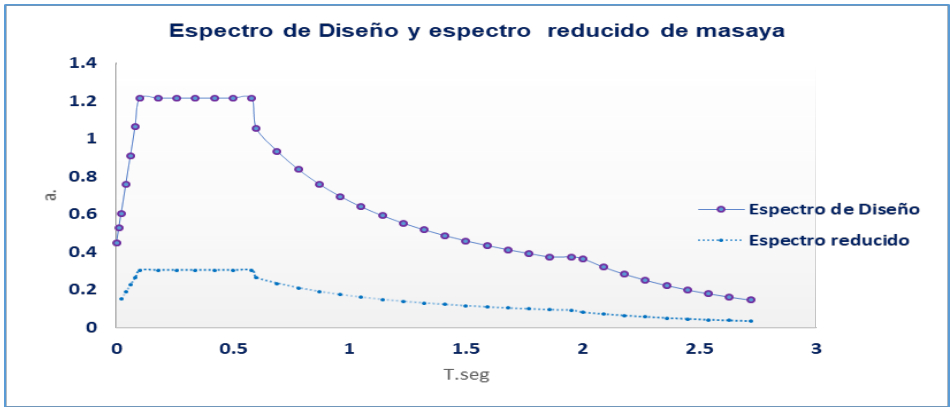
$$T_a = 0.1s$$

$$T_b = 0.6s$$

$$T_c = 2s$$

S es el factor de amplificación por tipo de suelo que se definió anteriormente.

En la gráfica 10.7 se muestra el espectro de diseño calculado según las ecuaciones mostradas.



Gráfica 10.7 Espectro de diseño y espectro reducido para estructura en análisis en porcentajes de g

d) Fuerzas cortantes (Método estático equivalente)

RNC07 art.32. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel, Fsi, resulta ser:

$$F_{S_i} = c * W_i * h * \frac{\sum W_i}{\sum w_i h_i} \tag{Ec.12.8}$$

Tabla 10.11 Fuerzas sísmica y cortante de la estructura

| NIVELES | hi (m) | Wi (ton) | Wihi | Dirección X | | 30%FsY | Dirección Y | | 30%Fs X |
|---------|--------|----------|--------|-------------|-------|---------|-------------|-------|---------|
| | | | | Fsixi | Vxi | 30% Yxi | Fsyi | Vyi | 30% xi |
| IV | 12 | 275.8 | 3310.1 | 201.3 | 201.3 | 60.4 | 201.3 | 201.3 | 60.4 |
| III | 9 | 290.4 | 2613.2 | 158.9 | 360.3 | 47.7 | 158.9 | 360.3 | 47.7 |
| II | 6 | 299.1 | 1794.4 | 109.1 | 469.4 | 32.7 | 109.1 | 469.4 | 32.7 |
| I | 3 | 299.1 | 897.2 | 54.6 | 524.0 | 16.4 | 54.6 | 524.0 | 16.4 |
| | | 1164.3 | 8615.0 | 524.0 | | | 524.0 | | |

Cortante Basal en Dirección X (Ton) = 524.0 ton

Cortante Basal en Dirección Y (Ton) = 524.0 ton

e) Evaluación de Fuerza sísmica según Fórmula

Según Arto. 26. Evaluación de la Fuerza sísmica horizontal. La fuerza sísmica horizontal que debe resistir la estructura se determinará según la siguiente expresión:

$$F_s = c * W_0 \quad \text{Ec. 12.9}$$

$$F_s = 0.45 * 1164.3 = 524.0 \text{ Ton}$$

f) Desplazamiento de la estructura en el centro de masa.

Tabla 10.12 Desplazamientos en el centro de masa de cada entrepiso en dirección Dxi

| Desplazamientos del diafragma en el centro de masa | | | | |
|--|------------|--------|-----------|---------------|
| NIVELES | Dx_Cm (mm) | hi(mm) | DERIVAS-X | NORMA RNC07 (|
| IV | 4.98 | 3000 | 0.00025 | OK |
| III | 4.221 | 3000 | 0.00038 | OK |
| II | 3.07 | 3000 | 0.000505 | OK |
| I | 1.556 | 3000 | 0.00052 | OK |

Tabla 10.13 Desplazamientos en el centro de masa de cada entrepiso en dirección Dyi

| Desplazamientos del diafragma en el centro de masa | | | | |
|--|------------|--------|-----------|-------------|
| NIVELES | DY_Cm (mm) | hi(mm) | DERIVAS-Y | NORMA RNC07 |
| IV | 4.98 | 3000 | 0.00021 | OK |
| III | 4.221 | 3000 | 0.00038 | OK |
| II | 3.07 | 3000 | 0.000507 | OK |
| I | 1.556 | 3000 | 0.00052 | OK |

g) Reducción de las fuerzas cortantes

Habrà la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño si se conoce el período fundamental de la estructura en estudio. Según se estipula en el artículo 32 inciso b el período fundamental aproximado se puede determinar usando la expresión de la ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad \text{Ec. 12.10}$$

El valor xi será el desplazamiento en cada piso debido a la fuerza sísmica aplicada, estos corresponden a los valores obtenidos en la tabla 10.12, las

fuerzas calculadas se aplicaron al modelo en el centro de masa de cada piso, usando el programa ETABS para el análisis de las estructuras. Del análisis se obtiene dicho desplazamiento en el centro de masa de cada piso y con estos se estima el período fundamental de la estructura.

Tabla 10.14 Periodos aproximados de la estructura

| Periodo aproximado de las estructuras | | | | | | |
|---------------------------------------|------------------|-------------|----------|------------------|-------------|----------|
| NIVELES | δx -(cm) | $W_i X_i^2$ | F_{ix} | δy -(cm) | $W_i y_i^2$ | F_{iy} |
| IV | 0.4980 | 68.41 | 69.9 | 0.4980 | 68.4 | 69.9 |
| III | 0.4221 | 51.73 | 46.8 | 0.4221 | 51.7 | 46.8 |
| II | 0.3070 | 28.19 | 23.4 | 0.3070 | 28.2 | 23.4 |
| I | 0.1556 | 7.24 | 5.9 | 0.1556 | 7.2 | 5.9 |
| | | 155.57 | 146.0 | | 155.6 | 146.0 |

El período encontrado fue de:

| | | | |
|------|-------|-----|--------|
| T1x= | 0.207 | a = | 1.2555 |
| T1y= | 0.207 | a = | 1.2555 |

Puede notarse que el periodo encontrado cae en la meseta del espectro de diseño, razón por la cual las fuerzas sísmicas se reducen con la siguiente formula:

$$F_{si} = \frac{\alpha}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{Ec. 12.11}$$

Se aplicará un factor de reducción por ductilidad Q' según RNC07 Art. 21 Ecuc.2:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases} \quad \text{Ec. 12.11 a,b}$$

Se elegirá $Q=2$ según el artículo 21, considerando que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado sin requisitos especiales de detallado para ser considerados marcos dúctiles. Y como el periodo estructural

T resulta mayor a Ta (0.1 seg), además la estructura es regular por lo tanto el valor Q = 2. En la tabla siguiente se muestra el resultado que se obtendría para las fuerzas reducidas en dirección X y en la Dirección Y

$$\frac{\alpha}{\Omega Q'} = 0.3138$$

Tabla 10.15 Fuerzas sísmica Reducidas según periodo Fundamenta

| Fuerzas sísmicas reducida según el periodo fundamental | | | | | | | |
|--|--------|----------|--------|--------|--------|-----------|-----------|
| NIVELES | hi (m) | Wi (Ton) | hiWi | Fsix | Fsiy | Vxi (Ton) | Vyi (Ton) |
| IV | 12 | 275.8 | 3310.1 | 140.42 | 140.42 | 140.42 | 140.42 |
| III | 9 | 290.4 | 2613.2 | 110.86 | 110.86 | 251.27 | 251.27 |
| II | 6 | 299.1 | 1794.4 | 76.12 | 76.12 | 327.40 | 327.40 |
| I | 3 | 299.1 | 897.2 | 38.06 | 38.06 | 365.46 | 365.46 |
| | Σ | 1164.3 | 8615.0 | | | | |

h) Estimación del efecto de Torsión

Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional como lo indica el artículo 32 inciso d), esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho nivel (Tabla 10.9). El centro de torsión de un nivel determinado del edificio es el punto en el plano del piso en el que puede actuar la fuerza horizontal externa correspondiente a ese piso para que su movimiento sea sólo de traslación, esto es, que todos los puntos de la planta se muevan igual sin que se produzca un giro de la planta.

$$e_s = x_{Cm} - x_{cR}$$

La excentricidad de diseño será tomada la más desfavorable que resulte de las ecuaciones Ec12.3 y Ec12.4: Tabla (10.9)

Debido a la "Simetría" en las dos direcciones del edificio en cuestión, el centro de torsión coincide con el centro de masa, es decir, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica son las mismas que las del centro de torsión y en consecuencia sólo se produce traslación cuando se aplica la fuerza sísmica y por lo tanto la excentricidad calculada es = 0.

El momento torsionante entonces se calcula considerando la excentricidad accidental calculada en la tabla 10.9. Por lo que el momento torsionante a aplicarse en dirección X será: $M_{ix} = Fv_{ix} * e_{Dx}$ y en la dirección Y será: $M_{iy} = Fv_{iy} * e_{Dy}$ en cada uno de los niveles como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 10.16 Momento Torsionante por Nivel

| Momento Torsionante | | | | | |
|---------------------|----|------------|------------|-------------|-------------|
| NIVELES | hi | Fvxi (ton) | Fvyi (ton) | Mxi (ton-m) | Myi (ton-m) |
| IV | 12 | 140.42 | 140.42 | 431.7 | 561.68 |
| III | 9 | 251.27 | 251.27 | 768.8 | 776.51 |
| II | 6 | 327.40 | 327.40 | 1002.2 | 1010.08 |
| I | 3 | 365.46 | 365.46 | 1110.4 | 1065.62 |

iii. Revisión de los desplazamientos (δx_T , δy_T)

a) Estado límite de servicio:

Considerando el análisis estático sin incluir en las fuerzas el efecto del período estructural, los desplazamientos obtenidos se multiplican por el factor $Q\Omega/2.5$. Si se consideran tanto el efecto del período estructural y de torsión los desplazamientos (δx_T , δy_T) serán los que resulten del análisis multiplicado por el factor $Q'\Omega/2.5$

$$\frac{Q\Omega}{2.5} = 1.6 ; \frac{Q'\Omega}{2.5} = 1.6 \text{ debido a que la estructura es irregular}$$

En cualquier caso, si se considera el efecto del periodo o no, se compararán las distorsiones de entrepiso con los valores que indica el artículo 34 en su inciso a). De acuerdo con esto, la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.002 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes con el fin de limitar los daños a elementos no estructurales.

En la tabla 10.17 se muestran las distorsiones de entrepiso (Δx_T , Δy_T) obtenidas para cada uno de los niveles. La tabla superior corresponde al caso en el que no se considera torsión accidental, y la tabla inferior al caso en que sí se considera dicha excentricidad. Puede observarse que al no considerar los

efectos de torsión ni periodos de la estructura no se cumple con las condiciones de servicio estipuladas por el reglamento.

Tabla 10.17 Desplazamientos (δx_T , δy_T) de la estructura en estado límite de servicio

| Desplazamientos sin considerar efectos de Torsión ni periodos de la estructura | | | | | | | | |
|--|------|--------------------------|------------------|-------------|------------|------------------|-------------|----------------------------------|
| $\Omega =$ | 2 | $Q^* \Omega / 2.5 =$ 1.6 | | | | | | |
| Q | 2 | | | | | | | |
| Nivel | hi | Δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | Δy | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima - RNC07 (0.002) |
| IV | 3000 | 14.185 | 22.696 | 0.00134 | 13.674 | 21.8784 | 0.00142 | OK |
| III | 3000 | 11.668 | 18.6688 | 0.0020 | 11.004 | 17.6064 | 0.0020 | X |
| II | 3000 | 7.863 | 12.5808 | 0.00246 | 7.295 | 11.672 | 0.0023 | X |
| I | 3000 | 3.252 | 5.2032 | 0.0017 | 3.04 | 4.864 | 0.0016 | OK |
| | | | | | | | | |
| Desplazamientos considerando efectos de Torsión y periodos de la estructura | | | | | | | | |
| $Q^* \Omega / 2.5$ | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | = 1.6 | | | | | | |
| Q' | 2 | | | | | | | |
| Nivel | hi | Δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | Δy | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima - RNC07 (0.002) |
| IV | 3000 | 9.896 | 15.8336 | 0.00094 | 9.539 | 15.2624 | 0.00099 | OK |
| III | 3000 | 8.14 | 13.024 | 0.00142 | 7.676 | 12.2816 | 0.0014 | OK |
| II | 3000 | 5.485 | 8.776 | 0.00172 | 5.089 | 8.1424 | 0.0016 | OK |
| I | 3000 | 2.269 | 3.6304 | 0.00121 | 2.12 | 3.392 | 0.0011 | OK |

En vista a lo estipulado en el artículo 34. Bajo condiciones de servicio sin considerar efecto de torsión ni periodos de la estructura, se puede observar que la estructura no cumple en sus dos direcciones de análisis en los niveles II, superando la normativa cuya deriva de entrepiso no puede ser mayor de 0.002 según el RNC07. Sin embargo, al considerar los efectos de torsión y periodos de la estructura esta cumple con el RNC07.

b). Estado límites de Colapso

Para la evaluación del estado límite de colapso se aplicará el artículo 34, de manera que los desplazamientos obtenidos del análisis se multiplicarán por el factor $Q^* \Omega$ y se compararán con los de la tabla 4 del inciso c) del artículo 34 pág. 36. Para el sistema estructural en consideración, se tomará como parámetro que la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.015 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes, debido a que es un sistema con ductilidad limitada $Q=2$. En la tabla 10.18 se muestran las distorsiones de entrepiso calculadas para la

condición de colapso, cuyo propósito fundamental es la seguridad ante colapso, al incrementar dichos desplazamientos, tomando en consideración el factor de ductilidad y el factor por sobre resistencia, limitando dichos resultados a distorsiones de entrepiso no mayores de 0.015. La tabla superior corresponde al caso en el que no se considera la torsión accidental, mientras que la tabla inferior corresponde al caso en el que sí se le considera.

$$Q * \Omega = 4; \quad Q' * \Omega = 4$$

Tabla 10.18 Desplazamientos (δxT , δyT) de la estructura en estado límite de colapso

| Desplazamientos sin considerar efectos de Torsión ni periodos de la estructura bajo condiciones de colapso | | | | | | | | |
|--|------|--------------------|------------------|-------------|-----------------|------------------|-------------|----------------------------------|
| $\Omega =$ | 2 | $Q*\Omega =$ 4 | | | | | | |
| Q | 2 | | | | | | | |
| Nivel | hi | Δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | Δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima RNC07 (0.015) |
| IV | 3000 | 14.185 | 56.74 | 0.00336 | 14.55 | 58.2 | 0.00243 | OK |
| III | 3000 | 11.668 | 46.672 | 0.00507 | 12.728 | 50.912 | 0.0049 | OK |
| II | 3000 | 7.863 | 31.452 | 0.00615 | 9.021 | 36.084 | 0.0067 | OK |
| I | 3000 | 3.252 | 13.008 | 0.00434 | 4.022 | 16.088 | 0.0054 | OK |
| | | | | | | | | |
| Desplazamientos considerando efectos de Torsión y periodos de la estructura bajo condiciones de colapso | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | $Q^{'*}\Omega =$ 4 | | | | | | |
| Q' | 2 | | | | | | | |
| Nivel | hi | Δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | Δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima - RNC07 (0.015) |
| IV | 3000 | 9.896 | 39.584 | 0.00234 | 9.539 | 38.156 | 0.00248 | OK |
| III | 3000 | 8.14 | 32.56 | 0.00354 | 7.676 | 30.704 | 0.0034 | OK |
| II | 3000 | 5.485 | 21.94 | 0.00429 | 5.089 | 20.356 | 0.0040 | OK |
| I | 3000 | 2.269 | 9.076 | 0.00303 | 2.12 | 8.48 | 0.0028 | OK |

De los resultados obtenidos (tabla 10.18) se puede apreciar que bajo condiciones de colapso la estructura cumple la norma establecida tanto en la dirección X como en la dirección Y cuando no se consideran los efectos de torsión ni periodos de la estructura de igual forma este cumple al ser considerados los efectos de torsión y los periodos de la estructura.

iv. Datos usando Análisis modal Espectral en rango Elástico.

a) Estimación de los Desplazamientos (ΔxT , ΔyT) y participación modal

Se estimaron los desplazamientos considerando sólo dos modos de vibrar, los primeros en las dos direcciones ortogonales del análisis con el fin de calcular las distorsiones para los estados límite de servicio y colapso respectivamente

Tablas.10.19 desplazamientos de la estructura-1 usando análisis modal espectral

| Desplazamientos | | | | | |
|-----------------|-----------------|-----------|---------|---------|-------|
| Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum | Average | Ratio |
| | | | mm | m | |
| Story4 | SÍSMO_X Max | X | 11.989 | 11.24 | 1.067 |
| Story4 | SÍSMO_X Max | Y | 3.125 | 1.837 | 1.701 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | X | 9.669 | 9.052 | 1.068 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | Y | 2.513 | 1.454 | 1.728 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | X | 6.51 | 6.056 | 1.075 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | Y | 1.701 | 0.973 | 1.749 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | X | 2.504 | 2.338 | 1.071 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | Y | 0.647 | 0.377 | 1.715 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | X | 2.934 | 1.577 | 1.86 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | Y | 15.07 | 13.598 | 1.108 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | X | 2.2 | 1.192 | 1.845 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | Y | 11.396 | 10.395 | 1.096 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | X | 1.439 | 0.788 | 1.826 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | Y | 7.18 | 6.592 | 1.089 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | X | 0.599 | 0.324 | 1.849 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 2.851 | 2.569 | 1.11 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Tablas.10.20 Periodos naturales y participación Modal

| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX | RY | RZ | Sum RX | Sum RY | Sum RZ |
|-------|------|--------|----------|--------|----------|--------|--------|----------|--------|----------|--------|--------|----------|--------|
| | | Sec | | | | | | | | | | | | |
| Modal | 1 | 0.425 | 0.0003 | 0.7721 | 0 | 0.0003 | 0.7721 | 0 | 0.0974 | 3.20E-05 | 0.0168 | 0.097 | 3.20E-05 | 0.0168 |
| Modal | 2 | 0.4 | 0.6819 | 0.0048 | 0 | 0.6822 | 0.7769 | 0 | 0.0006 | 0.0658 | 0.1242 | 0.098 | 0.0658 | 0.1411 |
| Modal | 3 | 0.389 | 0.1261 | 0.0133 | 0 | 0.8084 | 0.7902 | 0 | 0.0016 | 0.0129 | 0.663 | 0.1 | 0.0787 | 0.804 |
| Modal | 4 | 0.152 | 1.53E-05 | 0.1064 | 0 | 0.8084 | 0.8966 | 0 | 0.1424 | 3.26E-06 | 0.0239 | 0.242 | 0.0787 | 0.8279 |
| Modal | 5 | 0.139 | 0.1119 | 0.0001 | 6.31E-07 | 0.9203 | 0.8967 | 7.72E-07 | 0.0002 | 0.1667 | 0.0011 | 0.242 | 0.2454 | 0.829 |
| Modal | 6 | 0.138 | 0.0003 | 0.0214 | 0 | 0.9206 | 0.9181 | 1.24E-06 | 0.0346 | 0.001 | 0.0922 | 0.277 | 0.2464 | 0.9212 |
| Modal | 7 | 0.084 | 0.0002 | 0.0438 | 1.73E-06 | 0.9208 | 0.9619 | 2.97E-06 | 0.0425 | 0.0001 | 0.01 | 0.319 | 0.2465 | 0.9312 |
| Modal | 8 | 0.081 | 0.0538 | 0.0007 | 0 | 0.9747 | 0.9626 | 3.31E-06 | 0.0006 | 0.0391 | 0.0003 | 0.32 | 0.2856 | 0.9315 |
| Modal | 9 | 0.079 | 0.0009 | 0.0111 | 0 | 0.9755 | 0.9737 | 3.66E-06 | 0.0092 | 0.0007 | 0.0426 | 0.329 | 0.2863 | 0.9741 |
| Modal | 10 | 0.056 | 0.0004 | 0.0232 | 0.0135 | 0.9759 | 0.9968 | 0.0135 | 0.0255 | 0.0023 | 0.0018 | 0.355 | 0.2886 | 0.9759 |
| Modal | 11 | 0.055 | 0.0015 | 0.0015 | 0.2362 | 0.9774 | 0.9983 | 0.2497 | 0.0016 | 0.0294 | 0.0001 | 0.356 | 0.318 | 0.976 |
| Modal | 12 | 0.055 | 0.022 | 0.0003 | 0.0184 | 0.9994 | 0.9986 | 0.2681 | 0.0003 | 0.0091 | 0.0006 | 0.357 | 0.3271 | 0.9767 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Como bien se observa en la tabla anterior, son incluidos 12 modos en el análisis, esto con el fin de lograr que la suma de las masas equivalentes supere el 90% de la masa total, tanto traslacional como rotacional, aunque esta última no es requisito del reglamento. A partir de esta tabla se extraen los periodos fundamentales para los ejes X y Y, correspondientes a los modos 2 y 1 respectivamente, $T_y = 0.7721$ y $T_x = 0.425$, encontrándose muy alejados a los periodos calculados por la formula estática establecida en el reglamento.

Tablas.10.21 Derivas de entrepisos de estructura-1

| Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X | Y | Z |
|--------|-----------------|-----------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | | | | | m | m | M |
| Story4 | SÍSMO_X Max | X | 0.000797 | 33 | 17000 | 14000 | 12000 |
| Story4 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000227 | 1 | 0 | 0 | 12000 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000282 | 6 | 17000 | 0 | 12000 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.001264 | 28 | 0 | 14000 | 12000 |

| | | | | | | | |
|--------|-------------|---|----------|----|-------|-------|------|
| Story3 | SÍSMO_X Max | X | 0.001061 | 33 | 17000 | 14000 | 9000 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000277 | 21 | 17000 | 7000 | 9000 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000275 | 6 | 17000 | 0 | 9000 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.001421 | 28 | 0 | 14000 | 9000 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | X | 0.001337 | 33 | 17000 | 14000 | 6000 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000352 | 15 | 17000 | 3000 | 6000 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000284 | 33 | 17000 | 14000 | 6000 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.001446 | 28 | 0 | 14000 | 6000 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | X | 0.000835 | 33 | 17000 | 14000 | 3000 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000216 | 21 | 17000 | 7000 | 3000 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | X | 0.0002 | 33 | 17000 | 14000 | 3000 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.00095 | 28 | 0 | 14000 | 3000 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Usando análisis modal espectral se obtienen derivas de entrepiso para cada nivel según datos de la tabla 10.21, sin embargo, las distorsiones a ser evaluadas en la estructura bajo condiciones de servicio, se encuentran en la tabla 10.21, Se efectuaron las comparaciones respectivas para las condiciones de servicio de la misma forma como se hizo para el análisis estático según se establece en el artículo 34.

Tablas.10.22 Desplazamientos (δxT , δyT) y Distorsiones de entrepiso (ΔxT , ΔyT) en Condiciones de servicios

| Desplazamientos y Derivas de entrepiso usando SÍSMO_X bajo Consideraciones de Servicios | | | | | | | | |
|---|---------|------------------|------------------|-------------|-----------------|------------------|-------------|-------------------------------|
| $\Omega =$ | 2 | $Q*\Omega/2.5 =$ | | | | | | |
| $Q =$ | 2 | 1.6 | | | | | | |
| Nivel | hi (mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima - RNC07 (0.002) |
| IV | 3000 | 11.989 | 19.1824 | 0.00124 | 3.125 | 5 | 0.00033 | OK |
| III | 3000 | 9.669 | 15.4704 | 0.0017 | 2.513 | 4.0208 | 0.0004 | OK |
| II | 3000 | 6.51 | 10.416 | 0.002 | 1.701 | 2.7216 | 0.0006 | OK |
| I | 3000 | 2.504 | 4.0064 | 0.0013 | 0.647 | 1.0352 | 0.0003 | OK |
| Desplazamientos y Derivas de entrepiso usando SÍSMO_Y bajo Consideraciones de Servicios | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | $Q*\Omega/2.5 =$ | | | | | | |
| $Q =$ | 2 | 1.6 | | | | | | |
| Nivel | hi (mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (cm) | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima - RNC07 (0.002) |
| IV | 3000 | 2.934 | 4.6944 | 0.00039 | 15.07 | 24.112 | 0.002 | OK |
| III | 3000 | 2.2 | 3.52 | 0.0004 | 11.396 | 18.2336 | 0.002 | OK |
| II | 3000 | 1.439 | 2.3024 | 0.000 | 7.18 | 11.488 | 0.002 | OK |
| I | 3000 | 0.599 | 0.9584 | 0.0003 | 2.851 | 4.5616 | 0.0015 | OK |

Es importante hacer notar que, tanto en el caso del método estático como del método dinámico, los requisitos de distorsión lateral en condiciones de servicio y en condiciones de colapso tomando en cuenta el RNC07 la estructura cumple bajo condiciones de servicio y en condiciones de colapso.

b) Revisión de los cortantes Dinámicos

Se verificó, como lo especifica el artículo 33 inciso a) que en cada una de las direcciones consideradas se cumpla la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico $V_0 \geq 0.8 \frac{a}{g} W_0$ indicando que el cortante basal dinámico V_0 , sea no menor que el 80 por ciento del cortante basal estático. Si esta relación no se cumple, deben incrementarse todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales en una proporción tal que se cumpla esta relación. En la tabla siguiente se observan el cortante basal dinámico es el correspondiente al piso 1, se comparan los valores sombreados de la tabla 10.21 para las direcciones X y Y respectivamente:

Tablas.10.23 Cortante basal dinámico

| Load Case/Combo | Cortante Dinámico | | | | | | | | |
|-----------------|-------------------|---------|--------|---------|----------|-----------|---|---|---|
| | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
| | tonf | Tonf | Tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| SÍSMO_X Max | 314.3817 | 0.0435 | 0.2515 | 1.7355 | 2712.645 | 2418.8425 | 0 | 0 | 0 |
| SÍSMO_Y Max | 0.0435 | 308.943 | 0.0164 | 2674.65 | 0.4329 | 2811.8393 | 0 | 0 | 0 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Tablas.10.24 Comparación de los Cortantes basales dinámico y Estático

| Dinámico | | | Estático | | | RNC07 |
|-----------------|----------|---------|-----------------|--------|--------|--------------------|
| Load Case/Combo | FX | FY | Load Case/Combo | FX | FY | VDInam >= 0.8V_Est |
| | Tonf | Tonf | | tonf | tonf | |
| SÍSMO_X Max | 314.3817 | | F-SISX Max | 365.46 | | OK |
| SÍSMO_Y Max | | 308.943 | F-SISY Max | | 365.46 | OK |

El valor del cortante sísmico según la tabla 12.24 Se puede notar que en ambas direcciones de análisis se cumple con la relación de que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual o mayor al 80 por ciento (292.36 ton) del

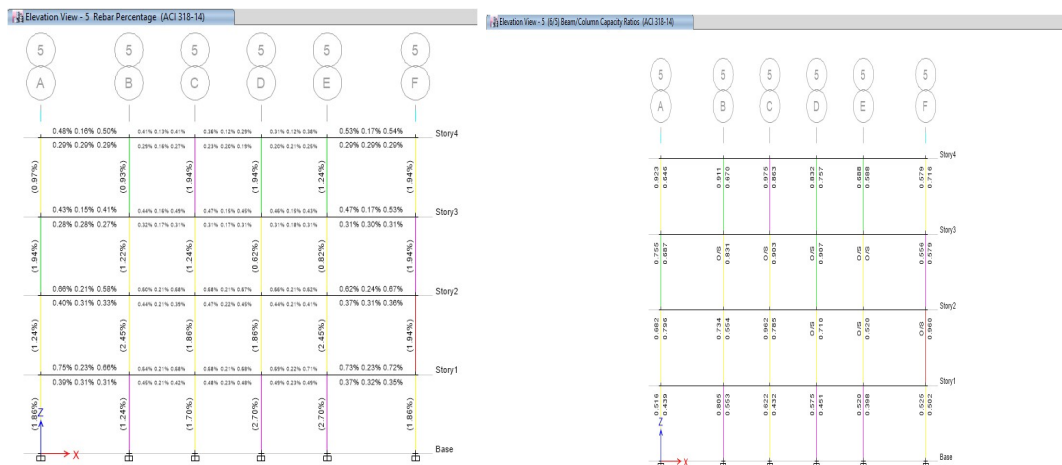
cortante basal estático y por lo tanto no es necesario introducir modificación alguna a los resultados del análisis modal espectro

c) Factores de Utilización (FU) de la estructura con un factor límite de 1

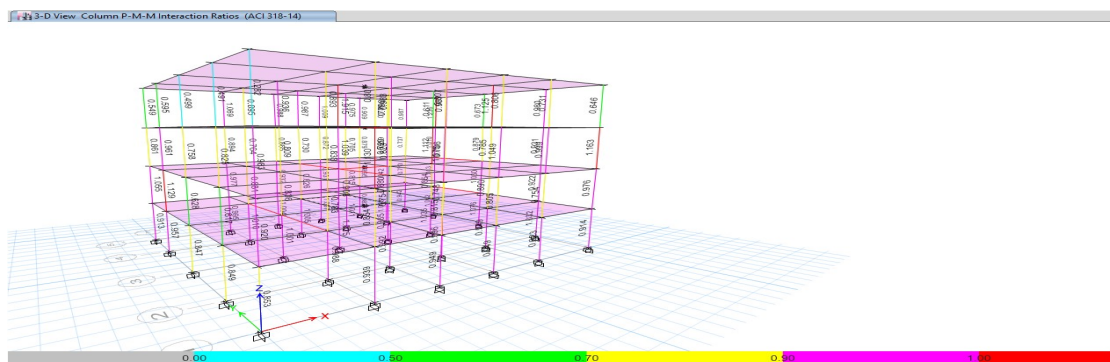
Con el fin de evitar la generación de múltiples detalles en la estructura el factor de utilización se uniformiza de la siguiente manera:

- a) Elementos con Resistencia Adecuada: $0.8 < FU \leq 1$
- b) Elementos con sobre resistencia: $FU < 0.8$
- c) Elementos Deficitarios: $FU > 1$

Factores de Utilización del EDF-1 eje A y del eje B



Factores de Utilización del EDF-1



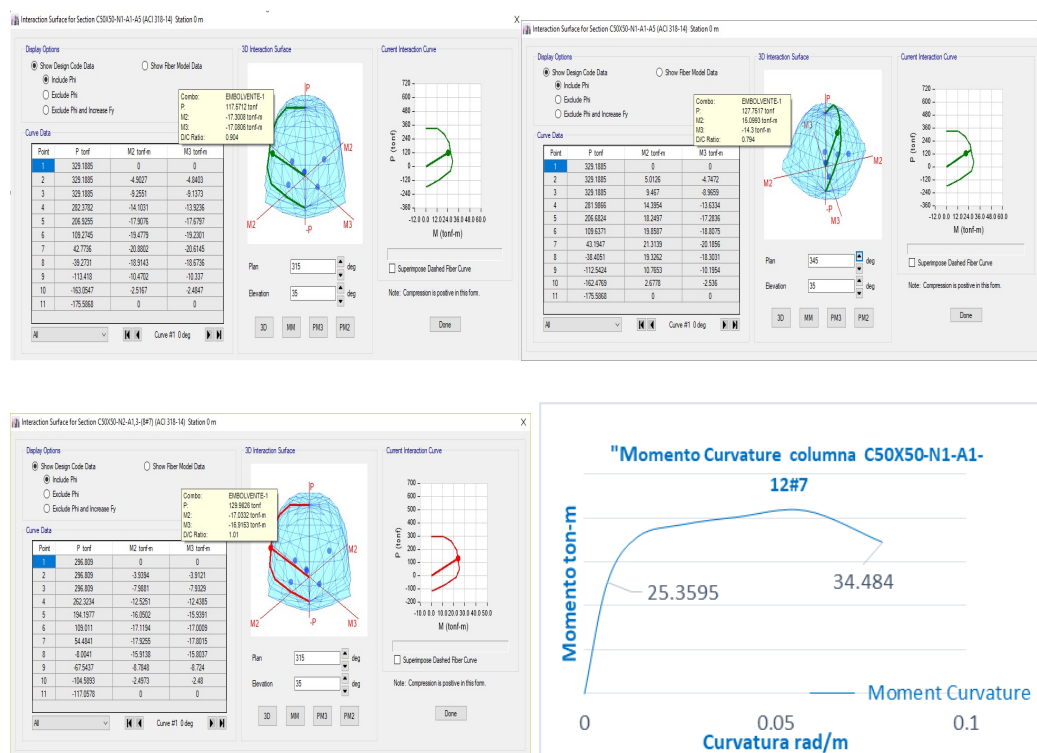
Gráfica 10.8. Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

d) Detalles de los factores de utilización del EDF-1

Tabla 10.25 Factores de utilización (FU) en columnas del EDF-1 para cada nivel

| Nivel | Total columnas | Sobre-Resistencia | | Adecuada-Resistencia | | Deficitarios | |
|-------|----------------|-------------------|-----|----------------------|-----|--------------|-----|
| | | $FU < 0.8$ | % | $0.8 \leq FU \leq 1$ | % | $FU > 1$ | % |
| I | 30 | 2 | 7% | 27 | 90% | 1 | 3% |
| II | 30 | 10 | 33% | 15 | 50% | 5 | 17% |
| III | 30 | 16 | 53% | 12 | 40% | 2 | 7% |
| IV | 30 | 18 | 60% | 11 | 37% | 1 | 3% |
| Total | 120 | 46 | 38% | 65 | 54% | 9 | 8% |

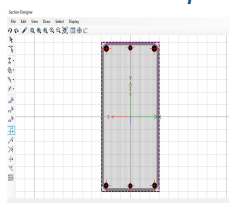
De un total de 120 Elementos verticales del EDF-1, el 38% presentan sobre resistencia, un 54% se encuentran con una adecuada resistencia y el 8% de elementos verticales presentan deficiencia en su resistencia. Las gráficas siguientes muestra la interacción de las columnas C50x50-N1-A1 y C50X50-N1-A5 del nivel uno, en las gráficas siguiente se muestran los tres escenarios de valoración del factor de utilización ($0.8 < FU < 1$, $FU < 0.8$ Y $FU > 1$, evaluado para cada columna del EDF-1.



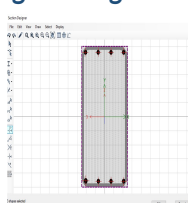
Gráfica. 10.9. Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

e) Consideraciones Generales para el análisis no lineal

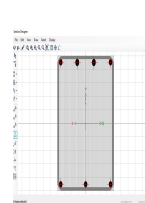
i. Capacidad de las vigas diagrama momento curvatura



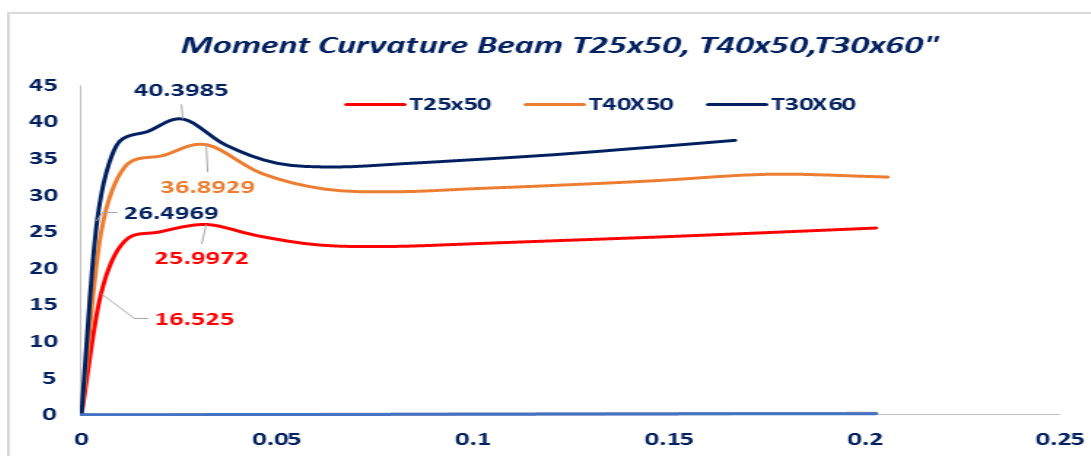
T30x60 3 Ø #8, 3 Ø #7



T25x50 8 Ø #5



T40x50 5 Ø #7, 2 Ø #8



Gráfica10.10 Momento Curvatura por section Designer con Etabs

$$\text{Ductilidad para T40x50} = \mu_{\theta} = \frac{\theta_f}{\theta_y} = \frac{0.032}{0.005} = 6.4$$

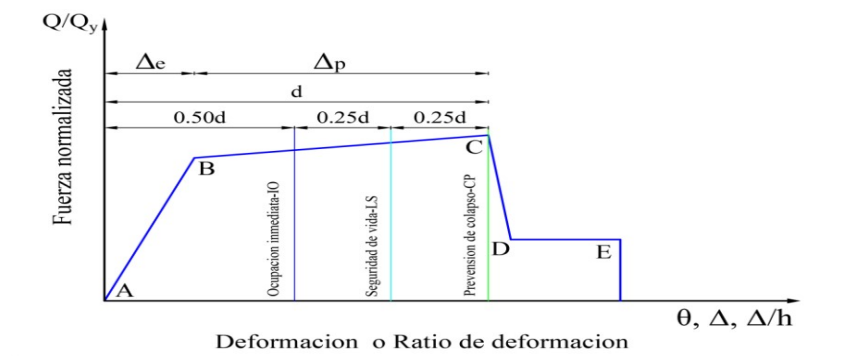
$$\text{Ductilidad para T25x50} = \mu_{\theta} = \frac{\theta_f}{\theta_y} = \frac{0.032}{0.005} = 6.4$$

$$\text{Ductilidad para T30x60} = \mu_{\theta} = \frac{\theta_f}{\theta_y} = \frac{0.026}{0.004} = 6.5$$

ii. Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación

Para evaluar respuesta no lineal de la estructura se necesita conocer la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de los componentes debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13, estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación. La relación generalizada fuerza-deformación se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de fluencia efectiva; luego una respuesta lineal con reducción de la

rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal) que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación; luego una respuesta que representa la degradación repentina de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D; más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E; para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es esencialmente cero. Los valores numéricos se exponen en las Tablas del ASCE/SEI 41-13.



Gráfica 10.11 Curva generalizada fuerza-deformación para componentes primarios, fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los esfuerzos principales en las vigas son debido a corte y momento flector para nuestro estudio dado que para un comportamiento dúctil se aplicó rótulas por momento M3. Tomando los requerimientos del ASCE/SEI 41-13 y para la viga T40x50 se tiene que

Cuantías:

$$AS = 10 \text{ cm}^2$$

$$A'S = 10 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = 0.02125$$

$$\rho = AS / b \cdot d = 10 / 25 \cdot 50 = 0.008$$

$$\rho' = A'S / b \cdot d = 10 / 25 \cdot 50 = 0.008$$

a) Requerimiento por Cuantía

$$\rho - \rho' / \rho_{bal} \leq 0$$

b) Requerimiento por Reforzamiento transversal
 $s = 10 \text{ cm}$

$$s \leq d/3 \text{ --- } s \leq 16.66$$

Por lo tanto es C ____ Conforming

c) Requerimiento por Cortante:

$$V_{\text{diseño}} / (b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}) = 0.1422343 \text{ MN} / (0.25 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot \sqrt{20.594 \text{ MP}}) = 0.2507$$

Evaluando estas condiciones en la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para la vigas T40x50 se obtienen los valores de los parámetros de modelación, en los momentos se atribuyeron constantes para obtener mejor convergencia.

| Conditions | Modeling Parameters ^a | | | Acceptance Criteria ^a | | |
|---|---------------------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------------------------|-----|--------|
| | Plastic Rotations Angle (radians) | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle (radians) | | |
| | a | b | | Performance Level | | |
| Condition i. Beams controlled by flexure ^b | | | | | | |
| $\rho - \rho'$ | Transverse reinforcement ^c | | c | | | |
| ρ_{ho} | $b_w d \sqrt{f'_c}$ | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | $\leq 3 (0.25)$ | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 |
| ≤ 0.0 | C | $\geq 6 (0.5)$ | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 |
| ≥ 0.5 | C | $\geq 6 (0.5)$ | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 |
| ≥ 0.5 | C | $\geq 6 (0.5)$ | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 |
| ≤ 0.0 | NC | $\leq 3 (0.25)$ | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.01 |
| ≤ 0.0 | NC | $\geq 6 (0.5)$ | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 |
| ≥ 0.5 | NC | $\leq 3 (0.25)$ | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 |
| ≥ 0.5 | NC | $\geq 6 (0.5)$ | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 |
| Condition ii. Beams controlled by shear ^b | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.2 | 0.0015 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 |
| Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0 | 0.0015 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0 | 0.0015 |
| Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.01 |
| | | | | | | 0.02 |
| | | | | | | 0.03 |

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cC- and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V_h is the design shear force from NSP or NDP.

Gráfica 10.12 criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado fuente: ASCE/SEI 41-13

En la siguiente gráfica se muestra las características del Hinge usando Hysterisis Isotropic. de la viga T40x50 N1.

Hinge Property Data for FH1-VIGAS - Moment M3

Displacement Control Parameters

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E | -1 | -0.2 |
| D | -1 | -0.05 |
| C | -1 | -0.025 |
| B | -1 | 0 |
| A | 0 | 0 |
| B | 1 | 0 |
| C | 1 | 0.025 |
| D | 1 | 0.05 |
| E | 1 | 0.2 |

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length m

Relative Length ☐

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Gráfica 10.13 Propiedades y características del Hinge y Hysterisis Isotropic en viga T40x50

iii. Niveles de Desempeño sísmico y Descripción de los estados de Daños

Se define como un estado o condición límite de daño; Está en función de tres aspectos fundamentales: 1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio. 2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño. 3) La funcionalidad del edificio daño limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores posteriores al sismo. Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios.

a) Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

- a.** Totalmente Operacional: Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- b.** Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- c.** Seguridad de Vida: Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad

frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

d. Prevención de colapso: En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño

| Niveles de Desempeño | Estado de daño | Descripción |
|---------------------------------|---------------------------|---|
| Totalmente operacional | Despreciable | Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente. |
| Operacional | Leve | Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos. |
| Seguridad de vida | Moderado | Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento. |
| Prevención de colapso | Severo | Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio. |
| Colapso | Completo | Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación. |

Fuente: (SEAO Vision 2000 Committe, 1995)

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO POR MÉTODO ESTÁTICO EN (EDF-2)

i. Planta de la estructura Edificio-2 y propiedades Generales

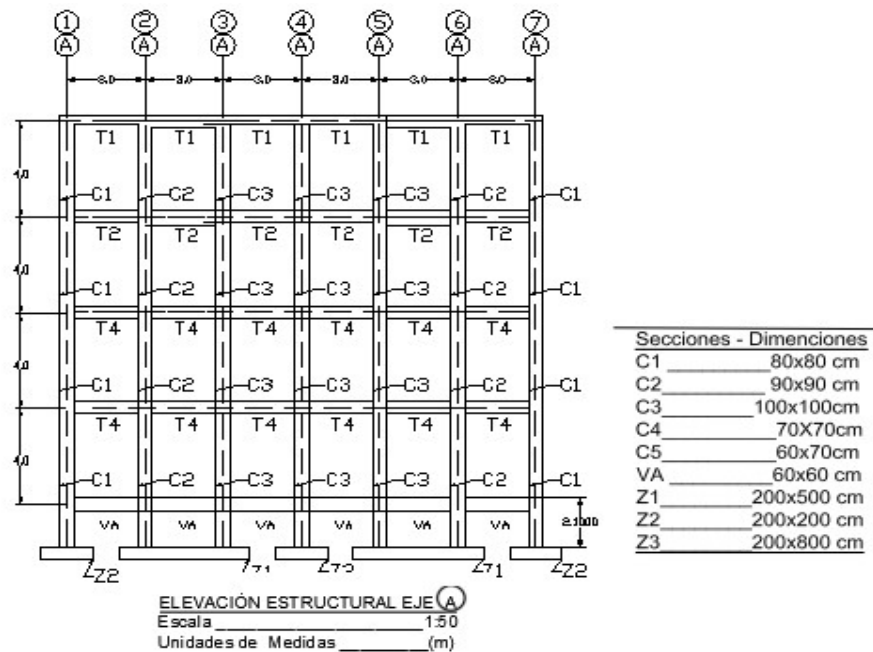
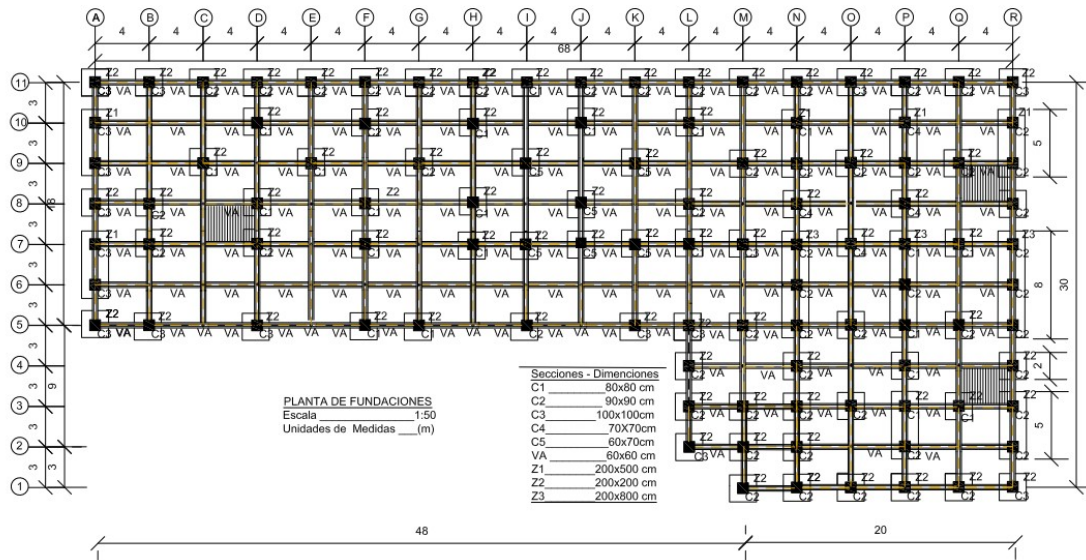
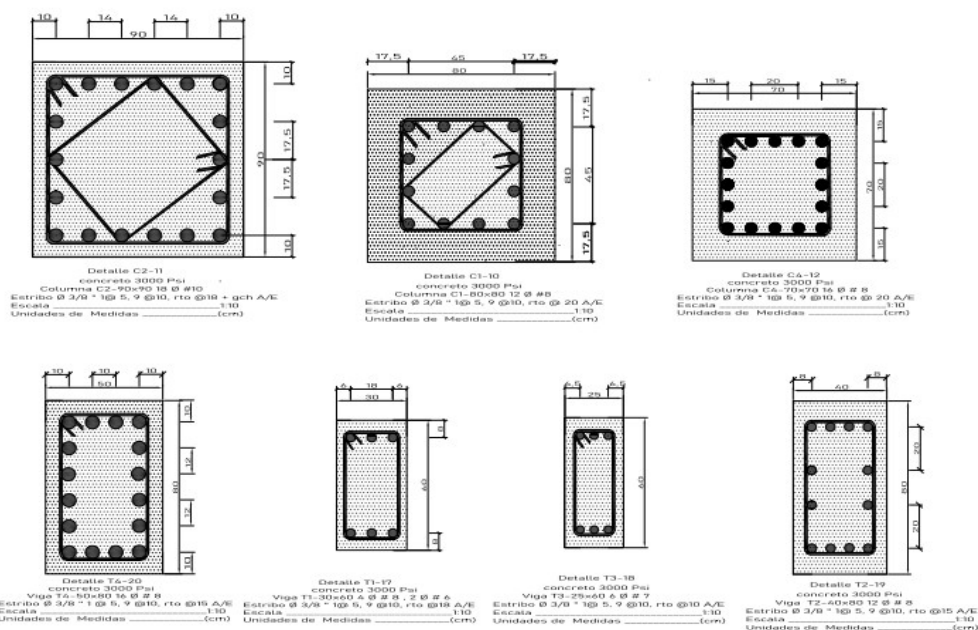


Figura 11.1: Fuente tomada de planos estructurales de edificio de bodega de Armos.SA

Secciones transversales del EDF-2



| | | | | | | | | | | | |
|----------|------|------|--------|--------------------------|--------------------------|--|-----|---|--------|-------|-------------------|
| | | | | | kgf/cm ² | 217371 kg/cm2 | | | | | @18cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/ cm ² | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/ cm ² | 0.2 | 4 | 8 # 10 | 8 #10 | Estribo 3/8 @15cm |
| II | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/ cm ² | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| III-IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/ cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/ cm ² | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I-II | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm ² | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @10cm |
| III-IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 10 | 8 #10 | Estribo 3/8 @15cm |
| II | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @10cm |
| III-IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - II | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @12cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @10cm |
| II | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| III- IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| III IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 10 | 8 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| II | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @18cm |
| III- IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @15cm |
| I - II | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @15cm |
| III IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @15cm |
| I | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @12cm |
| II-IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| II-IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| II | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @15cm |
| III - IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - III | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| II -IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 7 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @12cm |
| I - V | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I - V | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I - IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 8 | 8 # 8 | Estribo 3/8 @12cm |
| II - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @18cm |
| I - IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 # 8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 # 7 | 8 # 7 | Estribo 3/8 @10cm |

| | | | | | | | | | | | |
|----------|------|------|--------|-------------|--------------------------|-----------------------------|-----|---|--------|--------|-------------------|
| I - IV | 0.7 | 0.6 | 0.42 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #7 | 6 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.85 | 0.85 | 0.7225 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #8 | 8 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #10 | 8 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #10 | 8 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #10 | 9 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - II | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| III - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 7 #8 | 6 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #8 | 7 #8 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #10 | 9 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @15cm |
| II - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #8 | 7 #8 | Estribo 3/8 @18cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #8 | 8 #8 | Estribo 3/8 @15cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #10 | 9 #10 | Estribo 3/8 @15cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @12cm |
| I - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.7 | 0.7 | 0.49 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #8 | 8 #8 | Estribo 3/8 @12cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @10cm |
| I | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 9 #10 | 9 #10 | Estribo 3/8 @10cm |
| I - IV | 0.9 | 0.9 | 0.81 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 10 #10 | 10 #10 | Estribo 3/8 @15cm |
| II - IV | 0.8 | 0.8 | 0.64 | 300 kgf/cm2 | 4200 kgf/cm ² | 15000v(f'c) = 217371 kg/cm2 | 0.2 | 4 | 8 #7 | 8 #7 | Estribo 3/8 @18cm |

Las secciones pueden ser visualizadas en los anexos 20.82 en adelante.

b) Determinación del peso del edificio

Se calculó el peso del edificio de acuerdo con los artículos 9 y 10 correspondientes a cargas muertas y vivas respectivamente conforme se detalla en el EDF-1. Para efectos de los cálculos se determinó un área en planta de 1512 m². Es importante recalcar que dicha bodega está dividida en dos funciones, en la primera planta, el área de recepción, descargue y montaje comprende una dimensión de 576 m² y el área de bodega de suministros y

materiales abarca 936 m², para los pisos 2, 3,4 la empresa divide sus suministros y mercancías en 3 partes para su ubicación en planta: liviano, semipesado y pesado y de esta forma lo ubican dentro de las instalaciones del edificio.

En la siguiente tabla se muestran las cargas correspondientes para cada nivel de la estructura en base a toneladas por metro cuadrado.

Tabla 11.2 Cargas para cada nivel de la estructura

| Niveles | Carga Muerta (Ton/m ²) | Carga Viva (Ton/m ²) | Carga muerta Elementos no estructurales (Ton/m ²) | Carga viva Reducida (Ton/m ²) |
|-----------|---------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| Azotea | 1.26 | 0.10 | 0.085 | 0.04 |
| Nivel III | 1.303 | 0.65 | 0.098 | 0.55 |
| Nivel II | 1.324 | 0.65 | 0.098 | 0.55 |
| Nivel I | 1.328 | 0.65 | 0.098 | 0.55 |

Tabla 11.3 Peso de la estructura con carga Viva máxima (CV)

| Usando carga Viva gravitacional | | | | | |
|---------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------|---------|
| Niveles | Carga Muerta (ton/m ²) | Carga Viva (ton/m ²) | Carga total ton/m ²) | área (m ²) | Wi |
| Azotea | 1.26 | 0.10 | 1.357 | 1512.0 | 2051.4 |
| Nivel III | 1.303 | 0.65 | 1.953 | 1512.0 | 2953.6 |
| Nivel II | 1.324 | 0.65 | 1.974 | 1512.0 | 2984.7 |
| Nivel I | 1.328 | 0.65 | 1.978 | 1512.0 | 2990.0 |
| | | | | | 10979.7 |

Tabla 11.4 Peso de la estructura con carga Viva Incidental o reducida (CVR)

| Usando la carga incidental | | | | | |
|----------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------|---------|
| Niveles | Carga Muerta (ton/m ²) | Carga Viva (ton/m ²) | Carga total ton/m ²) | área (m ²) | Wi |
| Azotea | 1.26 | 0.04 | 1.300 | 1512.0 | 1965.6 |
| Nivel III | 1.30 | 0.55 | 1.854 | 1512.0 | 2803.9 |
| Nivel II | 1.32 | 0.55 | 1.875 | 1512.0 | 2834.5 |
| Nivel I | 1.33 | 0.55 | 1.875 | 1512.0 | 2835.0 |
| | | | | | 10439.1 |

ii) Requisitos Geométricos de la estructura

a) Regularidad de la estructura

Tabla 11.5 características geométricas según RNC07

| Condiciones de regularidad | | |
|---|------|-----------|
| Su planta es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, además sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales | | Cumple |
| Edificio H no Mayor 30 m para análisis estático en estructuras irregulares | | |
| h = | 16 m | Cumple |
| Relación de altura del edificio a la dimensión menor no pasa 2.5 | | |
| R _h = | 0.88 | Cumple |
| Planta con entrante o saliente < 20% | | |
| R _{ES} | 35 % | No cumple |
| Cada nivel tiene sistema de techo o piso rígido y resistente | | Cumple |
| No tiene aberturas en sus sistemas de techo o pisos cuya dimensión > 20% | | Cumple |
| Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales | | Cumple |
| El peso del nivel incluyendo carga viva para diseño sísmico no es >110% del correspondiente al piso inferior | | |
| 1965.6/2803.9 | | Cumple |
| 2803.9/2834.5 | | Cumple |
| 2834.5/2834.5 | | Cumple |
| Ningún piso tiene un área, delimitada por paños exteriores de sus elementos resistentes mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta | | Cumple |
| Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales o losas planas | | Cumple |
| La rigidez al corte de ningún entrepiso excede de 50 % a la del piso inmediato inferior | | Cumple |
| La resistencia al corte de ningún entrepiso excede de 50 % a la del piso inmediato inferior | | Cumple |
| En ningún entrepiso la excentricidad calculada (es) excede al 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada | | No cumple |

Según el RNC07 artículo 23 se determina que la estructura es geoméricamente irregular, no cumple con la condición de entrante o saliente en la geometría de las estructuras regulares ni con la condición de excentricidad según tabla 9.27.

b) Centro de masa de cada entrepiso

Tabla 11.6 Centro de masa de la estructura-2

| Centro de Masa de la estructura | | |
|---------------------------------|---------|---------|
| Niveles | Xcg (m) | Ycg (m) |
| Azotea | 38.0153 | 18.2494 |
| Nivel III | 39.2769 | 18.1014 |
| Nivel II | 39.3238 | 18.0917 |
| Nivel I | 39.2633 | 18.1004 |

Considerando el peso de cada elemento estructural se logra obtener el centro de masa de cada entrepiso, mediante las ecuaciones Ec.12.1 y Ec.12.2 señaladas en el capítulo anterior.

c) Centro de Rigidez o Centro de torsión

Tabla 11.7 Centro de Rigidez o Centro de Torsión.

| Centro de Rigidez | | |
|-------------------|---------|---------|
| Niveles | XCR (m) | YCR (m) |
| Azotea | 44.8487 | 18.4522 |
| Nivel III | 44.8006 | 18.2845 |
| Nivel II | 44.8209 | 18.1605 |
| Nivel I | 44.8148 | 17.9112 |

d) Excentricidad Torsional

Tabla 11.8 Excentricidad torsional (e_{sx} , e_{sy}) de estructura_2.

| Excentricidad torsional (e_{sx} , e_{sy}) | | | RNC07 |
|---|----------|----------|----------------------|
| Niveles | e_{sx} | e_{sy} | $e_s < 10\% b$ EJE X |
| Azotea | 6.833 | 0.20 | IRREGULAR |
| Nivel III | 5 | 0.18 | OK |
| Nivel II | 5.5 | 0.07 | OK |
| Nivel I | 5.6 | 0.19 | OK |

Según el artículo 23 inciso C, las estructuras cuya excentricidad torsional excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada. Se considerará como estructura irregular.

Para la estructura en análisis se considera irregular debido a que se cumple el artículo mencionado anteriormente, en el nivel 4 de la estructura en la dirección X.

ii. Fuerzas sísmicas para el análisis estático

a) Factor de Ductilidad Q

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Arto. 23, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho artículo.

Según el artículo (21.a) se usará $Q = 2$.

b) Penalización por Irregularidad al Factor Q (Corrección por Irregularidad)

El factor de reducción Q', definido en el Artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos del inciso a) del Arto. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la del inciso c) del Arto. 23. en ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno (RNC07).

Según el artículo mencionado: $Q' = 0.8 * 2 = 1.6$

d) Fuerzas cortantes (Método estático equivalente)

Usando ecuación 12.8 se obtiene

Tabla 11.9 Fuerzas sísmica y cortante Basal de la estructura

| NIVELES | hi | Wi | Wihi | Dirección X | | | Dirección Y | | |
|---------|----|---------|---------|-------------|--------|---------|-------------|--------|--------|
| | | | | Fsixi | Vxi | 30% Yxi | Fsyi | Vyi | 30% xi |
| IV | 16 | 1965.6 | 31449.6 | 1490.6 | 1490.6 | 447.2 | 1490.6 | 1490.6 | 447.2 |
| III | 12 | 2803.9 | 33647.4 | 1594.8 | 3085.3 | 478.4 | 1594.8 | 3085.3 | 478.4 |
| II | 8 | 2834.5 | 22676.4 | 1074.8 | 4160.1 | 322.4 | 1074.8 | 4160.1 | 322.4 |
| I | 4 | 2835.0 | 11340.0 | 537.5 | 4697.6 | 161.2 | 537.5 | 4697.6 | 161.2 |
| | Σ | 10439.1 | 99113.4 | 4697.6 | | | 4697.6 | | |

Cortante Basal en Dirección X (Ton) = 4697.6 ton

Cortante Basal en Dirección Y (Ton) = 4697.6 ton

e) Desplazamiento de la estructura en el centro de masa.

Tabla 11.10 Desplazamientos en el centro de masa de cada entrepiso en dirección Dx

| Desplazamiento del centro de masa dirección Xi | | | |
|--|-------------|--------|------------|
| NIVELES | Dxi_Cg (mm) | hi(mm) | DERIVAS-X |
| IV | 9.745 | 4000 | 0.00027975 |
| III | 8.626 | 4000 | 0.000557 |
| II | 6.398 | 4000 | 0.00075125 |
| I | 3.393 | 4000 | 0.00084825 |

Tabla 11.11 Desplazamientos en el centro de masa de cada entrepiso en dirección Dy

| Desplazamiento del centro de masa dirección Yi | | | |
|--|-------------|--------|------------|
| NIVELES | Dyi_Cm (mm) | hi(mm) | DERIVAS-Y |
| IV | 10.085 | 4000 | 0.00028975 |
| III | 8.926 | 4000 | 0.0005765 |
| II | 6.62 | 4000 | 0.00077725 |
| I | 3.511 | 4000 | 0.00087775 |

f) Reducción de las fuerzas cortante

Según se estipula en el artículo 32 inciso b) del RNC07 el período fundamental aproximado se puede determinar usando la expresión de la Ec.12.9

Tabla 11.12 Periodos aproximados de la estructura

| Periodo aproximado de las estructuras | | | | | | |
|---------------------------------------|----------|--------------------|--------|----------|--------------------|--------|
| NIVELES | xi cm | Wi Xi ² | Fixi | yi cm | Wi yi ² | Fiyi |
| IV | 0.97 | 1866.6 | 1266.5 | 1.01 | 1999.2 | 1310.7 |
| III | 0.86 | 2086.4 | 1199.4 | 0.89 | 2234.0 | 1241.1 |
| II | 0.64 | 1160.3 | 599.5 | 0.66 | 1242.2 | 620.3 |
| I | 0.34 | 326.4 | 159.0 | 0.35 | 349.5 | 164.5 |
| | | 5439.7 | 3224.4 | | 5824.9 | 3336.6 |

El período encontrado en dirección X fue de 0.261 seg y en dirección Y fue de 0.265 seg, lo que indica que la dirección X es un tanto más flexible que la dirección Y.

| | | | |
|-------|-------|-----|--------|
| T1x= | 0.261 | a = | 1.2555 |
| T1y = | 0.265 | a = | 1.2555 |

Como el periodo estructural T en ambas direcciones resulta mayor a Ta (0.1 seg), además la estructura es irregular por lo tanto $Q' = 2 \cdot 0.8 = 1.6$ En la tabla siguiente se muestra el resultado que se obtendría para las fuerzas reducidas en dirección X y en la Dirección Y

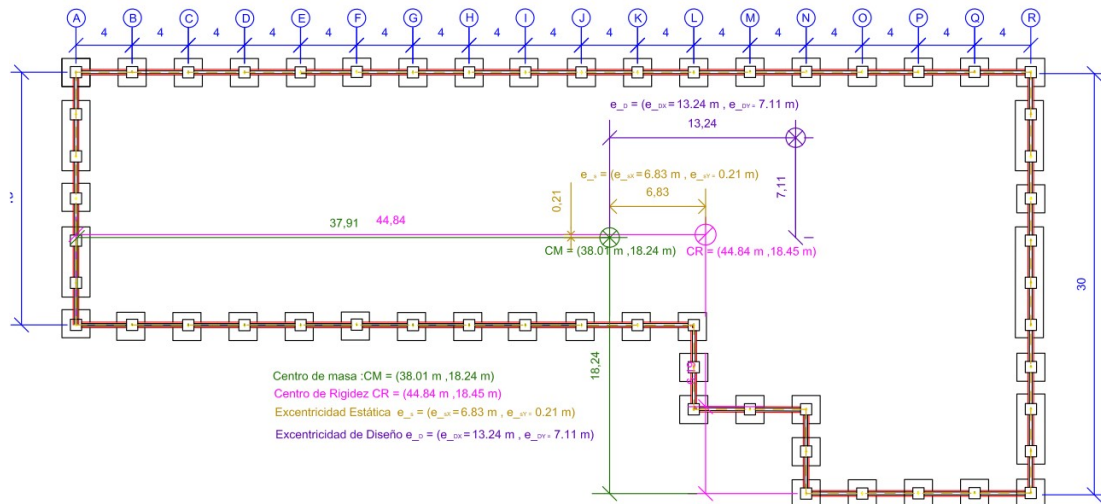
Tabla 11.13 Fuerzas sísmica Reducidas según periodo Fundamenta en X y Y

| Fuerzas sísmicas reducida según el periodo fundamental x | | | | | | | |
|--|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| NIVELES | hi | Wi | hiWi | Fsix | Fsiy | Vxi | Vyi |
| IV | 16 | 1965.6 | 31449.6 | 1299.61 | 1299.61 | 1299.61 | 1299.61 |
| III | 12 | 2803.9 | 33647.4 | 1390.43 | 1390.43 | 2690.04 | 2690.04 |
| II | 8 | 2834.5 | 22676.4 | 937.07 | 937.07 | 3627.11 | 3627.11 |
| I | 4 | 2835.0 | 11340.0 | 468.61 | 468.61 | 4095.71 | 4095.71 |
| | | 10439.1 | 99113.4 | | | | |

$$\frac{\alpha}{\Omega Q'} = 0.3921$$

Tabla 11.14 Excentricidad de Diseño usando ecuación 12.3 y 12.4

| Excentricidad de Diseño (e _{dx} , e _{dy}) | | |
|--|---|---|
| Niveles | e _{dx} = 1.5e _{sx} + 0.1b | e _{dy} = 1.5e _{sy} + 0.1b |
| Azotea | 13.245 | 7.115 |
| Nivel III | 11.2152 | 3.27465 |
| Nivel II | 11.316 | 3.1032 |
| Nivel I | 11.32725 | 2.7162 |



Gráfica 11.3 centros geométricos y puntos de excentricidad en la estructura del EDF-2: fuente propia.

Deberá considerarse un momento torsionante (M_{tw}) de diseño igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resultó más desfavorable de la ecuación 12.3 y 12.4 (Tabla 11.14).

Debido a la "Asimetría" en la dirección X del edificio en cuestión, el centro de torsión no coincide con el centro de masa, es decir, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica no son las mismas que las del centro de

torsión y en consecuencia no sólo se produce traslación si no también rotación cuando se aplica la fuerza sísmica y por lo tanto la excentricidad calculada se aprecia en la tabla 11.8. El momento torsionante (M_{ix}) entonces se calcula considerando la excentricidad accidental calculada en la tabla 11.14. Por lo que el momento torsionante a aplicarse en dirección X será: $M_{ix} = Fv_{ix} * e_{dx}$ y en la dirección Y será: $M_{iy} = Fv_{iy} * e_{dy}$ en cada uno de los niveles como se muestra en la tabla 11.15

Tabla 11.15 Momento torsionante usando Fuerzas reducidas

| Momento Torsionante | | | | | |
|---------------------|----|---------|---------|---------|------------|
| NIVELES | hi | Vxi | Vyi | Mxi | Myi |
| IV | 16 | 1299.61 | 1299.61 | 16440.2 | 5593.77469 |
| III | 12 | 2690.04 | 2690.04 | 30169.3 | 8808.93191 |
| II | 8 | 3627.11 | 3627.11 | 41044.3 | 11255.6334 |
| I | 4 | 4095.71 | 4095.71 | 46393.2 | 11124.7788 |

iii) Revisión de los desplazamientos (δx_T , δy_T) en rango elásticos de la estructura-2

a) Estado límite de servicio:

Considerando el análisis estático sin incluir en las fuerzas el efecto del período estructural, los desplazamientos (δx_T) obtenidos se multiplican por el factor $Q\Omega/2.5$. Si se consideran tanto el efecto del período estructural y de torsión los desplazamientos (δx_T) serán los que resulten del análisis multiplicado por el factor $Q'\Omega/2.5$, $\frac{Q\Omega}{2.5} = 1.6$; $\frac{Q'\Omega}{2.5} = 1.28$.

Tabla 11.16 Desplazamientos (δx_T , δy_T) y derivas de entrepiso (Δx_T , Δy_T) de EDF-2 en condiciones de servicio

| Desplazamientos sin considerar efectos de Torsión ni periodos de la estructura | | | | | | | | |
|--|--------|-----------------|-------------------|--------------|-----------------|-------------------|--------------|-----------------------------|
| $Q * \Omega / 2.5 = 1.6$ | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | | | | | | | |
| Q | 2 | | | | | | | |
| Nivel | hi(mm) | δx (mm) | δx_T (mm) | Δx_T | δy (mm) | δy_T (mm) | Δy_T | Deriva máxima RNC07 (0.002) |
| IV | 4000 | 29.225 | 46.76 | 0.00205 | 53.706 | 85.9296 | 0.00382 | X |
| III | 4000 | 24.099 | 38.5584 | 0.00307 | 44.146 | 70.6336 | 0.0058 | X |
| II | 4000 | 16.421 | 26.2736 | 0.00378 | 29.724 | 47.5584 | 0.0070 | X |
| I | 4000 | 6.979 | 11.1664 | 0.00279 | 12.298 | 19.6768 | 0.0049 | X |
| Desplazamientos considerando efectos de Torsión y periodos de la estructura | | | | | | | | |
| $Q * \Omega / 2.5 = 1.28$ | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | | | | | | | |

| Q' | 1.6 | | | | | | | |
|-------|---------|-----------------|------------------|-------------|-----------------|------------------|-------------|-----------------------------|
| Nivel | hi (mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Deriva máxima RNC07 (0.002) |
| IV | 4000 | 25.48 | 32.6144 | 0.00143 | 46.824 | 59.93472 | 0.00041 | OK |
| III | 4000 | 21.011 | 26.89408 | 0.00214 | 38.489 | 61.5824 | 0.0050 | X |
| II | 4000 | 14.317 | 18.32576 | 0.00263 | 25.915 | 41.464 | 0.0061 | X |
| I | 4000 | 6.085 | 7.7888 | 0.0019 | 10.722 | 17.1552 | 0.0043 | X |

La estructura cumple con el reglamento de 1983 éste en su artículo 34 estipula que, para estructuras de este tipo, el desplazamiento lateral máximo de cualquier nivel del edificio relativo al nivel adyacente, no podría exceder de 0.006 la diferencia de elevaciones correspondiente. Sin embargo, en vista a lo estipulado en el artículo 34 del RNC07 bajo condiciones de servicios se puede observar que la estructura no cumple en sus dos direcciones de análisis en cada entrepiso, superando la normativa cuya deriva de entrepiso no puede ser mayor de 0.002. Cabe señalar que dichos requerimientos según el RNC07 son aplicables a estructuras en el rango elástico

b) Estado límites de Colapso

$$Q * \Omega = 4; \quad Q' * \Omega = 2.8$$

Tabla 11.17 Desplazamientos (δxT , δyT) de la estructura y derivas (ΔxT , ΔyT) bajo condiciones de colapso

| Desplazamientos sin considerar efectos de Torsión ni periodos de la estructura bajo condiciones de colapso | | | | | | | | |
|--|------|----------------|-----------------|-------------|----------------|-----------------|-------------|-----------------------------|
| $\Omega =$ | 2 | $Q * \Omega =$ | | | | | | |
| Q | 2 | 4 | | | | | | |
| Nivel | hi | $\delta x(mm)$ | $\delta xT(mm)$ | ΔxT | $\Delta y(mm)$ | $\delta yT(mm)$ | ΔyT | Deriva máxima RNC07 (0.015) |
| IV | 4000 | 29.225 | 116.9 | 0.00513 | 53.706 | 214.824 | 0.00956 | OK |
| III | 4000 | 24.099 | 96.396 | 0.00768 | 44.146 | 176.584 | 0.0144 | OK |
| II | 4000 | 16.421 | 65.684 | 0.00944 | 29.724 | 118.896 | 0.0174 | X |
| I | 4000 | 6.979 | 27.916 | 0.00698 | 12.298 | 49.192 | 0.0123 | OK |
| Desplazamientos considerando efectos de Torsión y periodos de la estructura bajo condiciones de colapso | | | | | | | | |
| $\Omega =$ | 2 | $Q * \Omega =$ | | | | | | |
| Q' | 1.6 | 3.2 | | | | | | |
| Nivel | hi | $\Delta x(mm)$ | $\delta xT(mm)$ | ΔxT | $\Delta y(mm)$ | $\delta yT(mm)$ | ΔyT | Deriva máxima RNC07 (0.015) |
| IV | 4000 | 25.48 | 81.536 | 0.00358 | 46.824 | 149.8368 | 0.00667 | OK |
| III | 4000 | 21.011 | 67.2352 | 0.00536 | 38.489 | 123.1648 | 0.0101 | OK |
| II | 4000 | 14.317 | 45.8144 | 0.00659 | 25.915 | 82.928 | 0.0122 | OK |
| I | 4000 | 6.085 | 19.472 | 0.00487 | 10.722 | 34.3104 | 0.0086 | OK |

De los resultados obtenidos se puede apreciar que bajo condiciones de colapso la estructura cumple la norma establecida en la dirección X, en la dirección Y cuando no se consideran los efectos de torsión ni periodos de la estructura ésta no cumple en la dirección Y en los niveles II y III. Al ser considerados los efectos de torsión y los periodos de la estructura ésta cumple en dirección X.

Datos usando Método Espectral Dinámico en rango Elástico.

a) Estimación de los Desplazamientos ($\delta_x T$, $\delta_y T$) en rango elástico

Haciendo uso del programa estructural ETABS se estimaron los períodos y 12 modos de vibración (3 por cada nivel, traslación en X, traslación en Y, torsión).

En las Tablas siguientes se muestran desplazamientos y distorsiones de entrepiso y las participaciones de masa modales de cada modo.

Tablas.11.18 desplazamientos de la estructura-2 usando Método espectral

| Story | Load Case/Combo | Direction | Desplazamientos máximos | | Ratio |
|--------|-----------------|-----------|-------------------------|----------|-------|
| | | | Maximum | Average | |
| | | | m | m | |
| Story4 | SÍSMO_X Max | X | 0.028834 | 0.024992 | 1.154 |
| Story4 | SÍSMO_X Max | Y | 0.017198 | 0.008766 | 1.962 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | X | 0.021675 | 0.018775 | 1.154 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | Y | 0.013263 | 0.006822 | 1.944 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | X | 0.013425 | 0.011625 | 1.155 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | Y | 0.008288 | 0.004282 | 1.935 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | X | 0.004957 | 0.004281 | 1.158 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | Y | 0.003094 | 0.00159 | 1.946 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | X | 0.007264 | 0.003793 | 1.915 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.043864 | 0.036117 | 1.214 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | X | 0.005845 | 0.003038 | 1.924 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.0347 | 0.027921 | 1.243 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | X | 0.003702 | 0.001919 | 1.929 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.021656 | 0.017285 | 1.253 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | X | 0.001369 | 0.000708 | 1.934 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.007825 | 0.006254 | 1.251 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Tablas.11.19 Derivas de entrepisos de EDF-2

| DERIVAS DE ENTREPISO | | | | | | | |
|----------------------|-----------------|-----------|----------|-------|----|----|----|
| Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X | Y | Z |
| | | | | | m | m | m |
| Story4 | SÍSMO_X Max | X | 0.001836 | 228 | 68 | 0 | 16 |
| Story4 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000986 | 55 | 0 | 15 | 16 |
| Story4 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.002326 | 55 | 0 | 15 | 16 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | X | 0.002076 | 228 | 68 | 0 | 12 |
| Story3 | SÍSMO_X Max | Y | 0.001244 | 55 | 0 | 15 | 12 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000536 | 228 | 68 | 0 | 12 |
| Story3 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.003276 | 55 | 0 | 15 | 12 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | X | 0.002118 | 228 | 68 | 0 | 8 |
| Story2 | SÍSMO_X Max | Y | 0.001299 | 55 | 0 | 15 | 8 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000583 | 228 | 68 | 0 | 8 |
| Story2 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.00346 | 55 | 0 | 15 | 8 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | X | 0.001239 | 228 | 68 | 0 | 4 |
| Story1 | SÍSMO_X Max | Y | 0.000773 | 55 | 0 | 15 | 4 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | X | 0.000342 | 228 | 68 | 0 | 4 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.001956 | 55 | 0 | 15 | 4 |
| Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.003814 | 55 | 0 | 15 | 4 |

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Tabla 11.20 modos y periodo de la estructura EDF-2 tipo A

| Case | Mod e | Period sec | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RY | RZ | Sum RX | Sum RY | Sum RZ |
|------|-------|------------|----------|----------|--------|--------|----------|----------|----------|--------|----------|--------|--------|
| 1 | 0.504 | 0.0001 | 0.7433 | 4.17E-06 | 0.0001 | 0.7433 | 4.17E-06 | 0.0708 | 0.0319 | 0.0708 | 1.25E-05 | 0.0319 | 0.209 |
| 2 | 0.449 | 0.7681 | 4.82E-05 | 0 | 0.7682 | 0.7433 | 4.66E-06 | 3.89E-06 | 0.0002 | 0.0708 | 0.0139 | 0.0321 | 0.2118 |
| 3 | 0.406 | 0.0002 | 0.0275 | 1.78E-06 | 0.7684 | 0.7708 | 6.43E-06 | 0.0027 | 0.7487 | 0.0734 | 0.0139 | 0.7808 | 0.83 |
| 4 | 0.172 | 3.30E-05 | 0.1319 | 0.0001 | 0.7684 | 0.9027 | 0.0001 | 0.0973 | 0.0005 | 0.1708 | 0.014 | 0.7813 | 0.8645 |
| 5 | 0.165 | 0.1312 | 2.71E-05 | 2.02E-05 | 0.8996 | 0.9028 | 0.0001 | 1.82E-05 | 3.87E-05 | 0.1708 | 0.0288 | 0.7814 | 0.8646 |
| 6 | 0.146 | 1.55E-05 | 1.80E-06 | 0.0011 | 0.8996 | 0.9028 | 0.0012 | 0.0001 | 0.0001 | 0.1709 | 0.0292 | 0.7815 | 0.9423 |
| 7 | 0.144 | 2.89E-05 | 0.0005 | 0.0001 | 0.8996 | 0.9032 | 0.0013 | 0.0007 | 0.1278 | 0.1716 | 0.0296 | 0.9093 | 0.9423 |
| 8 | 0.135 | 0.0001 | 1.41E-05 | 0.0224 | 0.8997 | 0.9032 | 0.0237 | 0.0014 | 0.0003 | 0.173 | 0.0676 | 0.9096 | 0.9423 |
| 9 | 0.128 | 7.44E-06 | 0 | 0.0151 | 0.8997 | 0.9032 | 0.0388 | 0.0004 | 7.13E-07 | 0.1734 | 0.0743 | 0.9096 | 0.9423 |
| 10 | 0.124 | 2.97E-06 | 0 | 0.0065 | 0.8997 | 0.9032 | 0.0453 | 0.0002 | 0 | 0.1735 | 0.0784 | 0.9096 | 0.9423 |
| 11 | 0.119 | 0 | 0 | 0.0003 | 0.8997 | 0.9032 | 0.0456 | 0 | 0 | 0.1735 | 0.0785 | 0.9096 | 0.9423 |
| 12 | 0.117 | 5.66E-06 | 0 | 0.0012 | 0.8997 | 0.9032 | 0.0468 | 0.0001 | 4.79E-06 | 0.1736 | 0.0866 | 0.9096 | 0.953 |

Se efectuaron las comparaciones respectivas para las condiciones de servicio de la misma forma como se hizo para el análisis estático según se establece en el artículo 34. Del análisis de las tablas siguientes se llega a las siguientes conclusiones, tomando en cuenta la dirección del caso de carga SÍSMO_X y SÍSMO_Y

Tablas.11.21 Desplazamientos (δxT , δyT) en condiciones límites de servicios de estructura-2

| Desplazamientos en condiciones de servicios con SISMO_X | | | | | | | | |
|---|---------|-----------|----------|---------|---------|----------|---------|-----------------------|
| Ω = | 2 | Q*Ω/2.5 = | | | 1.28 | | | |
| Q | 1.6 | | | | | | | |
| Nivel | hi(mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Norma - RNC07 (0.002) |
| IV | 4000 | 28.834 | 31.90752 | 0.002 | 17.198 | 22.01344 | 0.00126 | Ok |
| III | 4000 | 21.675 | 22.744 | 0.002 | 13.263 | 16.97664 | 0.0016 | OK |
| II | 4000 | 13.425 | 14.184 | 0.0020 | 8.288 | 10.60864 | 0.0017 | OK |
| I | 4000 | 4.957 | 6.34496 | 0.0016 | 3.094 | 3.96032 | 0.0010 | Ok |
| | | | | | | | | |
| Desplazamientos en condiciones de servicios con SISMO_Y | | | | | | | | |
| Ω = | 2 | Q*Ω/2.5 = | | | 1.28 | | | |
| Q' | 1.6 | | | | | | | |
| Nivel | hi (mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Norma- RNC07 (0.002) |
| IV | 4000 | 7.264 | 9.29792 | 0.00045 | 40 | 51.0 | 0.0020 | OK |
| III | 4000 | 5.845 | 7.4816 | 0.00069 | 33 | 42 | 0.0020 | Ok |
| II | 4000 | 3.702 | 4.73856 | 0.00075 | 26 | 32.8 | 0.006 | X |
| I | 4000 | 1.369 | 1.75232 | 0.00044 | 9 | 8.30 | 0.0020 | ok |

La tabla 11.21 indica que la estructura cumple la normativa del reglamento, bajo condiciones de servicio, al someter la estructura al espectro reducido de Masaya bajo los casos de cargas, SÍSMO_X y SÍSMO_Y analizado en la dirección X y Y, sin embargo, la estructura genera distorsiones de entrepiso conforme el límite permitido para estructuras en el rango elástico, bajo condiciones de servicio bajo la normativa vigente el RNC07.

b) Revisión de los cortantes Dinámicos

Tablas.11.22 a Cortante basal dinámico de estructura EDF-2

| CORTANTE DINÁMICO | | | | | | | | | |
|-------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| SÍSMO_X Max | 3625.7709 | 96.4488 | 1.417 | 1103.7429 | 41143.6439 | 105974 | 0 | 0 | 0 |
| SÍSMO_Y Max | 113.103 | 3407.888 | 36.6922 | 38763.494 | 1334.1876 | 134449 | 0 | 0 | 0 |

Tablas.11.22 b Cortante basal Estático de estructura EDF-2

| CORTANTE ESTÁTICO | | | | | | | | | |
|-------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ Tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| FS_REDUCIDAS_X | 4095.72 | 0 | 0 | 0 | -46849.92 | 74321.8 | 0 | 0 | 0 |

| | | | | | | | | | |
|----------------|---|---------|---|----------|---|---------|---|---|---|
| FS_REDUCIDAS_Y | 0 | 4095.72 | 0 | 46849.92 | 0 | -160196 | 0 | 0 | 0 |
|----------------|---|---------|---|----------|---|---------|---|---|---|

Fuente: Programa de análisis estructural ETABS.16.2

Tablas.11.23 Comparación de los Cortantes basales dinámico y Estático

| Load Case/Combo | Dinámico | | Load Case/Combo | Estático | | RNC07 VDinam >= 0.8V_Est |
|-----------------|-----------|----------|-----------------|----------|---------|-----------------------------|
| | FX | FY | | FX | FY | |
| | tonf | Tonf | | tonf | tonf | |
| SISMO_X Max | 3625.7709 | | FS_REDUCIDAS_X | 4095.72 | | OK |
| SISMO_Y Max | | 3407.888 | FS_REDUCIDAS_Y | | 4095.72 | OK |

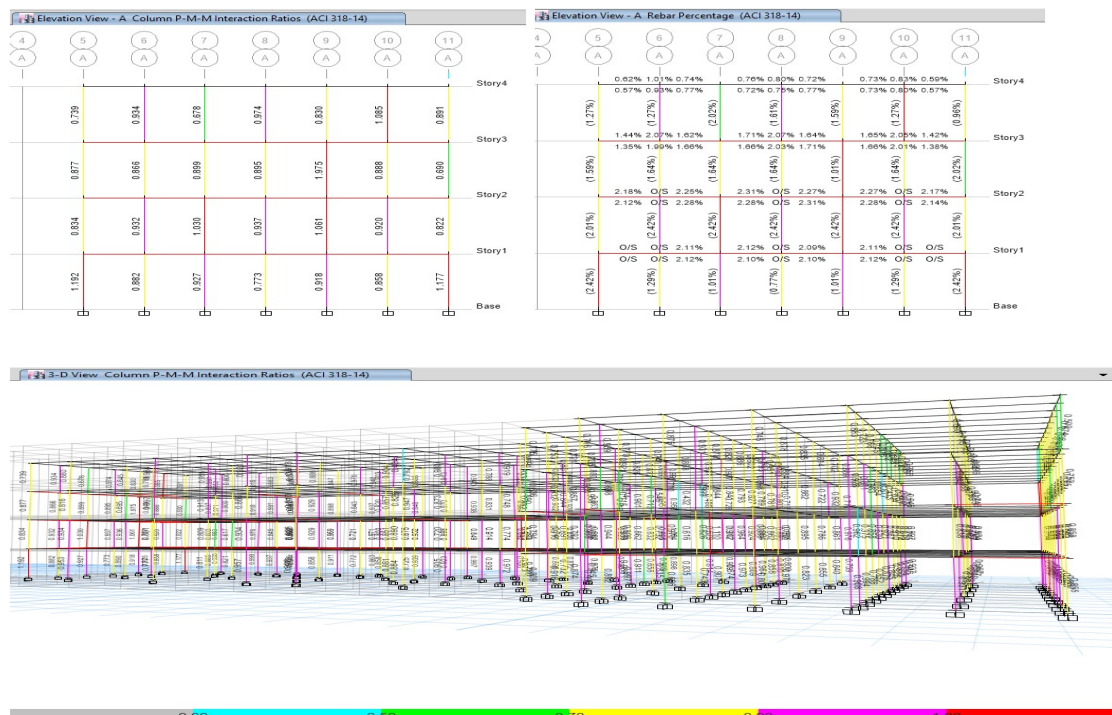
En la tabla 11.23 se observa el valor de los cortantes Sísmico y estático, el cortante sísmico cumple lo requerido en el artículo 33, este es mayor del 80% (3625.7709 ton) del cortante estático.

d) Factores de Utilización (FU) de la estructura con un factor límite de 1

Tomando en consideración la normativa de diseño se considerará el factor de utilización de las columnas de la siguiente forma:

- 1) Elementos con Resistencia Adecuada: $0.8 < FU \leq 1$
- 2) Elementos con sobre resistencia: $FU < 0.8$
- 3) Elementos Deficitarios: $FU > 1$

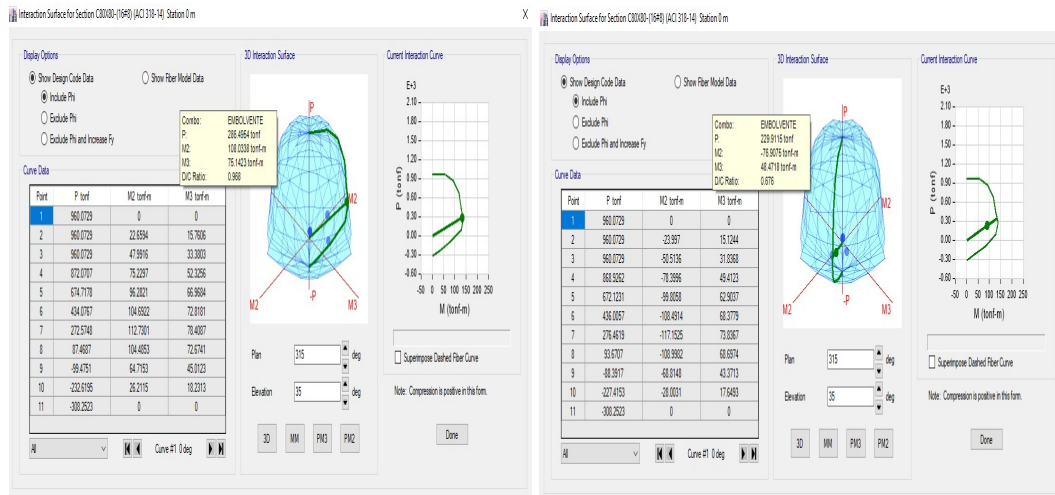
Factores de Utilización del EDF-2 Tipo A



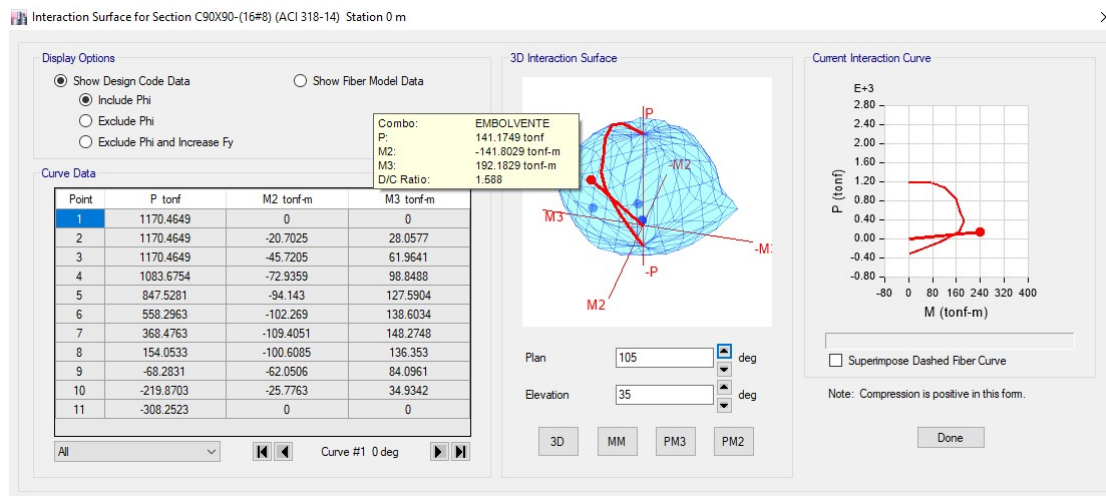
Gráfica 11.4 Fuente tomada del programa estructural ETABS 16.2

| NIVEL/EJE | FU < 0.8 | | | | 0.8 ≤ FU ≤ 1 | | | | FU > 1 | | | |
|-----------|----------|----|-----|----|--------------|----|-----|----|--------|----|-----|----|
| | I | II | III | IV | I | II | III | IV | I | II | III | IV |
| A | 1 | | 1 | 2 | 4 | 5 | 5 | 4 | 2 | 2 | 1 | 1 |
| B | | 1 | 2 | 1 | 4 | 3 | 2 | 3 | | | | |
| C | | 1 | | | 2 | 1 | 2 | 2 | | | | |
| D | 5 | 4 | | | | 1 | 5 | 5 | | | | |
| E | | 1 | | | 2 | 1 | 2 | 2 | | | | |
| F | 1 | 1 | | | 4 | 4 | 5 | 5 | | | | |
| G | | 3 | | | 3 | | 3 | 3 | | | | |
| H | 4 | | | | | 4 | 4 | 3 | | | | |
| I | | 1 | | 2 | 4 | 3 | 4 | 2 | | | | |
| J | 4 | 2 | 1 | | | 2 | 3 | 4 | | | | |
| K | 3 | 3 | | 1 | 4 | | 4 | 3 | | 1 | | |
| L | 1 | 8 | 3 | 4 | 8 | | 6 | 5 | | 1 | | |
| M | | 3 | 6 | 3 | 7 | 3 | 1 | 4 | | 1 | | |
| N | 8 | | 8 | 2 | 2 | 9 | 2 | 8 | | 1 | | |
| O | 6 | 2 | 2 | 2 | | 4 | 4 | 4 | | | | |
| P | 9 | 3 | 5 | 9 | 2 | 8 | 6 | 2 | | | | |
| Q | | 2 | 3 | 2 | 6 | 4 | 2 | 4 | | | 1 | |
| R | | 8 | 5 | | 11 | 3 | 4 | | | | 2 | 12 |
| Total | 42 | 43 | 36 | 28 | 60 | 55 | 64 | 63 | 2 | 6 | 4 | 13 |
| % Total | 35.82% | | | | 58.17% | | | | 6.00% | | | |

En las gráficas siguientes se muestran 3 diagramas de interacción de las columnas en base al factor de utilización, cada una de estas presenta diferentes niveles de utilización cuando se encuentra en el rango entre 0.8 y 1, cuando es menor que 0.8 y cuando supera el valor de 1.



Gráfica 11.5 Fuente tomada del programa estructural ETABS 16.2



Gráfica 11.6 Fuente tomada del programa estructural ETABS 16.2

Basado en el diseño estático del EDF-2-A, la estructura con 58.17% de elementos que se encuentran en el nivel correspondiente, con el 35.82% de elementos que presentan sobre resistencia la estructura se puede decir que, presenta altos niveles de sobre resistencia. Sin embargo, en el análisis dinámico no lineal se determinará si las solicitaciones de las estructuras al estar sometida a estos eventos sísmicos con capaces de soportar adecuadamente dichas cargas sísmicas.

iv) Consideraciones del capítulo y planeamientos comparativos usando diferentes disposiciones de los elementos estructurales en el EDF- 2.

De las estructuras analizadas por el método estático equivalente se afirma que una de estas presenta regularidad en planta y altura, la estructura 2 es considerada irregular siendo penalizada al multiplicar el factor de reducción Q por un valor de 0.8 debido a que presenta 2 irregularidades, implicando una reducción del 20% al factor Q según artículo 23, permitiendo un incremento directo al coeficiente de diseño y por ende a las fuerzas sísmicas horizontales, conllevando a un incremento de los desplazamientos y al aumento de las secciones de los elementos correspondientes. Es de esperarse que la calidad de los resultados obtenidos a partir de un análisis del tipo modal espectral sea superior a los derivados de análisis estático, puesto que los primeros tienen una fundamentación teórica más sólida basada en teoría de probabilidades permitiendo incluir el efecto de acoplamiento entre los modos, aspectos que el método equivalente por ser simplista no contempla. En lo que se refiere a la amplificación dinámica, el método espectral considera las características particulares de las estructuras ya que tienen implícito este efecto y no requiere de la aplicación de factores de penalización o factores estandarizados. Debido a este punto, se consideró realizar diferentes disposiciones de los elementos estructurales a la estructura 2, esto permitió generar el análisis de un modelo de la estructura EDF-2 llamado Tipo B, siguiendo la metodología de diseño aplicada a la estructura por el método estático, se comparan dichos resultados con un análisis no lineal Time History, considerando las dimensiones de la estructura real según los planos como la configuración inicial tipo A, en la estructura tipo B se asume una excentricidad $<10\%$ y se penaliza al factor Q con valor de 0.9 por presentar irregularidad en planta, La configuración Tipo C presentará torsión en su primer modo de vibración, clasificándola como estructura con torsión dominante penalizada con 0.8, en la siguiente tabla se presenta la disposición descrita anteriormente.

Tablas.11.10 valor porcentual de penalización a estructura-2 según configuración aplicada

| configuración | Excentricidad (es) | Valor de penalización | Q | Q' | % reducción |
|---------------|--------------------|-----------------------|---|-----|-------------|
| A | es $>10\%$ | 0.8 | 2 | 1.6 | 20% |
| B | es $< 10\%$ | 0.9 | 2 | 1.8 | 10% |

ANÁLISIS TIME HISTORY EN RANGO NO LINEAL.

i. Amenaza y Riesgo Sísmico

La siguiente gráfica refleja el sistema volcánico de Masaya, calderas y transmisión subterránea que estas presentan entorno a la ciudad de Masaya, sus fallas geológicas y la ubicación de las estructuras en estudio en dicha gráfica. Se puede apreciar el entorno o condiciones, riesgo sísmico y causas principales de dicha amenaza.



Gráfica 12.1: Fuente: Servicios Geológico CHECO, INETER estudios geológicos para reconocimiento se riesgo y vulnerabilidad en el área de Masaya.

De acuerdo al Estudio Geológico y Reconocimiento de la Amenaza Geológica realizado por INETER (instituto nicaragüense de estudios Territoriales) en cargados de los estudios geológicos del país, las zonas central y sur del departamento, donde se encuentran los otros 8 municipios, están expuestas a peligro sísmico muy alto y a peligro volcánico, (la estructura en análisis está ubicada al nor-este del departamento cercano a la caldera Las Nubes). El peligro sísmico es causado por la actividad en los márgenes de las calderas del sistema volcánico Masaya, es importante denotar que para una mayor exactitud de la peligrosidad del terreno se deben de realizar estudios de



Gráfica 12.2: Fuente: Servicios Geológico CHECO, INETER estudios geológicos para reconocimiento de riesgo y vulnerabilidad en el área de Masaya.

El departamento de Masaya está afectado por 16 fallas geológicas, cinco de las cuales se consideran activas. Las principales fallas que representan amenaza para el departamento son: la Falla Cofradía, el sistema de fallas a lo largo del río Tipitapa y demás fallas locales. Dos fallas comprobadas cruzan la ciudad de Masaya y la falla Cofradía, que se origina en el Volcán Masaya, atraviesa el municipio de Nindirí y se extiende hasta Tipitapa. Por la longitud de esta falla, INETER (instituto nicaragüense de estudios Territoriales) estima que puede generar terremotos de nueve o más grados en la escala de Momento. (Estudio realizado por ENITER en cooperación del servicio geológico Checo 2005).

ii. Daños Sísmicos a las estructuras

El análisis sismorresistente para las estructuras en estudio es fundamental, “se pudiera decir que es necesario permitir el daño en las estructuras, de lo contrario cada una de estas serían demasiado costosas en términos económicos”, debido a esta premisa parte la iniciativa de incluir la no linealidad de los materiales en las estructuras en estudio. Lo que implica obtener información de los elementos estructurales, luego de que éstos sobrepasan el límite elástico. La evaluación y la interpretación del daño causado por los

sismos surgen de la necesidad de cuantificar y poder explicar los efectos de los terremotos sobre los elementos estructurales y concebir el efecto que presenta la estructura con torsión. Esta evaluación del grado de daño permite definir la necesidad de reparación y/o refuerzo, o simplemente la demolición, cuando de existir riesgos evidentes a vidas humanas o construcciones cercanas.

iii. Aplicación espectral

Para la evaluación sísmica se determinó el espectro de diseño no reducido en el cual las máximas aceleraciones del terreno debido a los sismos ocurridos en la zona caen dentro de la envolvente espectral para el sitio en análisis. Dicho espectro lo visualizamos en la gráfica 10.7, la evaluación de dichos sismos permitirá la incursión de la estructura en el rango inelástico, generando un incremento total en las fuerzas de reacción de la estructura ante cada evento en análisis, en un rango mayor del valor obtenido de un análisis lineal. (Visualizar en tabla 13.3) El Reglamento actual RNC07 no contempla dentro de sus artículos un proceso de diseño en el rango no lineal, se menciona en el artículo 33 inciso C. “Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos”.

iv. Fuente y eventos sísmicos a utilizar en el análisis

Se consultó la conocida base de datos “PEER Ground-Motion Database”, que permite el libre acceso a registros sísmicos en áreas activas, así como también la selección de registros de acuerdo a criterios específicos en términos del escenario sísmico, de las condiciones locales y del espectro de diseño objetivo. Por otra parte, fue consultada la base de datos de IRIS (instituciones de investigación incorporadas para Sismográfica) <https://www.iris.edu/hq/>. (Revisar y visualizar gráficas de procedimientos y eventos en los Anexo 11, para obtener los acelerograma de sismos reales ocurridos cerca de la zona sísmica donde se encuentran los edificios. De esta forma, se seleccionaron un total de cuatro registros, de una muestra de diez eventos sísmicos ocurridos en Nicaragua durante los últimos 50 años desde el terremoto de 1972 uno de los de mayor

impacto en Nicaragua. Además, se usaron los programas Amaseis y Matlab, SeisGram2k que contienen funciones y algoritmos para ajustar, escalar y compatibilizar los espectros de respuestas con el espectro de diseño.

En la tabla siguiente se muestran los datos de cada evento sísmico, Magnitud, profundidad estaciones ubicación etc.

Tabla 12.1 Datos generales de cada evento sísmico

| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | profundidad | Departamento |
|---------------------|-----------|----------|--------------------|----------------------|-------------|--------------|
| 1972 12-23 06 29 42 | Nicaragua | 6.0 Mw | 12.33 ⁰ | -86.126 ⁰ | 5 Km | Managua |
| 2000 07-06 19 30 16 | Nicaragua | 5.4 Mw | 12.00 ⁰ | -86.01 ⁰ | 0.2 Km | Masaya |
| 2005 08 03 11 03 13 | Nicaragua | 6.3 Mw | 11.30 ⁰ | -86.50 ⁰ | 14.4 Km | Rivas |
| 2016 06 10 03 25 22 | Nicaragua | 6.1 Mw | 12.83 ⁰ | -86.96 ⁰ | 10 km | Chinandega |

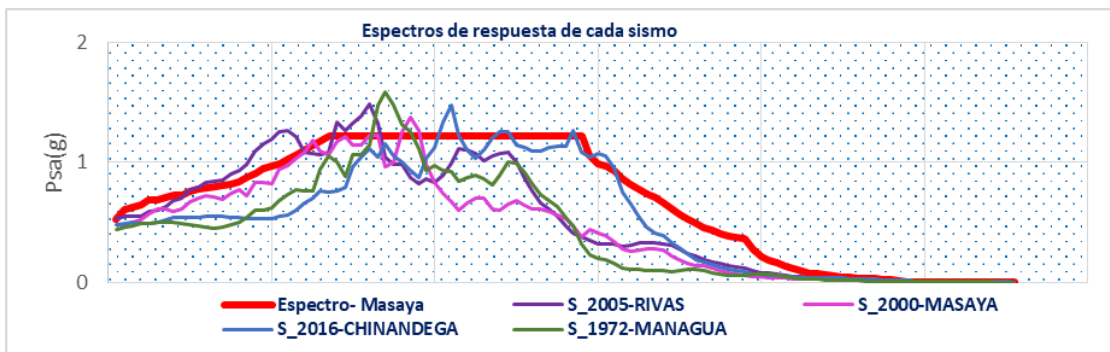
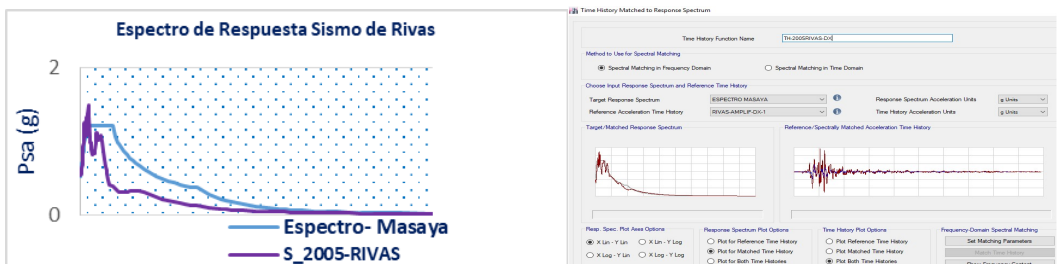
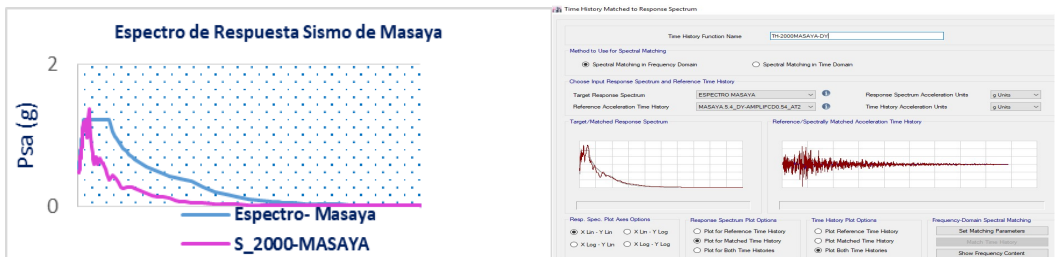
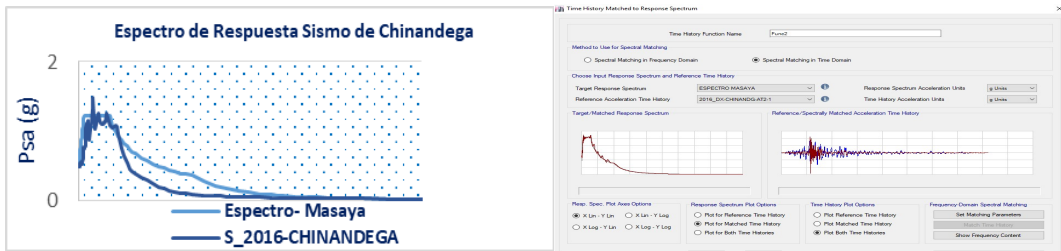
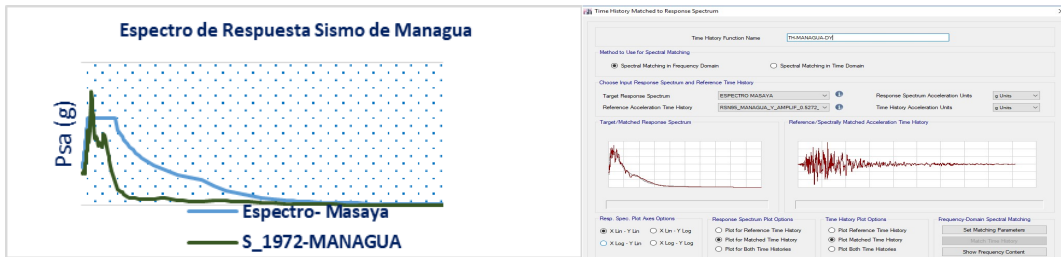
Fuente Datos de IRIS. Gráfica anexo 13.48

Tabla 12.2 Datos de estaciones seleccionadas

| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | profundidad | Departamento |
|--------------------------|-----------|--------------------|---------------------|---------------------|-------------|---|
| 2000 07-06 19 30 16 | Nicaragua | 5.4 Mw | 12.00 ⁰ | -86.01 ⁰ | 0.2 Km | Masaya |
| Estaciones seleccionadas | | | | | | |
| Estación | Red | Latitud | Longitud | Distancia | Elevación | Nombre de la estación |
| TIGRE | IU | 20.23 ⁰ | -88.28 ⁰ | 8.51 ⁰ | 40 m | Tepich, Yucatan México |
| DWPF | IU | 28.11 ⁰ | -81.43 ⁰ | 16.67 ⁰ | 14.19 m | Disney wilderness preserve, Florida, EEUU |
| WVT | IU | 36.13 ⁰ | -87.83 ⁰ | 24.19 ⁰ | 170 m | Waverly, Tennessee, EEUU |
| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | profundidad | Departamento |
| 2005 08 03 11 03 13 | Nicaragua | 6.3 Mw | 11.30 ⁰ | -86.50 ⁰ | 14.4 Km | Rivas |
| Estaciones seleccionadas | | | | | | |
| Estación | Red | Latitud | Longitud | Distancia | Elevación | Nombre de la estación |
| TIGRE | IU | 20.23 ⁰ | -88.28 ⁰ | 9.31 ⁰ | 40 m | Tepich, Yucatan México |
| DWPF | IU | 28.11 ⁰ | -81.43 ⁰ | 17.24 ⁰ | 30m | Disney wilderness preserve, Florida, EEUU |
| WVT | IU | 36.13 ⁰ | -87.83 ⁰ | 24.92 ⁰ | 170 m | Waverly, Tennessee, EEUU |
| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | profundidad | Departamento |
| 2016 06 10 03 25 22 | Nicaragua | 6.1 Mw | 12.83 ⁰ | -86.96 ⁰ | 10 km | Chinandega |

| Estaciones seleccionadas | | | | | | |
|--------------------------|-----------|--------------------------|----------------------|-----------------------|-------------|---|
| TIGRE | IU | 20.23 ⁰ | -88.28 ⁰ | 7.5 ⁰ | 40 m | Tepich, Yucatan México |
| DWPF | IU | 28.11 ⁰ | --81.43 ⁰ | 16.13 ⁰ | 30 m | Disney wilderness preserve, Florida, EEUU |
| BCIP | CU | 9.17 ⁰ | --79.84 ⁰ | 7.9 ⁰ | 61 m | Isla Barro Colorado, Panamá |
| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | profundidad | Departamento |
| 1972 12-23 06 29 42 | Nicaragua | 6.0 Mw | 12.33 ⁰ | -86.126 ⁰ | 5 km | Managua |
| | | Estaciones seleccionadas | | | | |
| NV31 | SOY | | 38.43 ⁰ | -118.16 ⁰ | | NVAR Array Site 31 Mina NV EE UU |
| NV32 | SOY | | 38.33 ⁰ | --118.3 ⁰ | | NVAR Array Site 31 Mina NV EE UU |
| NV33 | SOY | | 38.49 ⁰ | --118.42 ⁰ | | NVAR Array Site 31 Mina NV EE UU |
| ATTU | SOY | | 52.88 ⁰ | 173.16 ⁰ | | Isla Attu AK.EE UU |

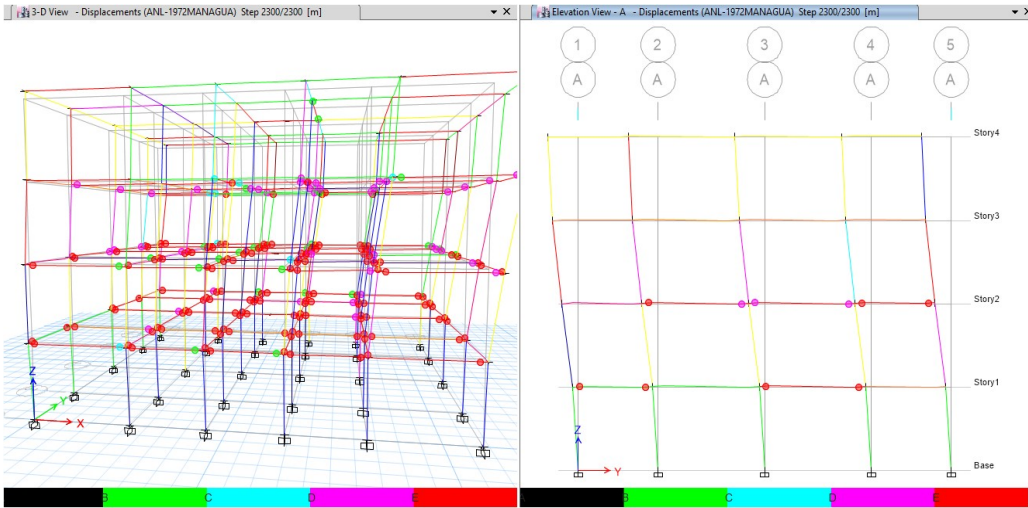
v.) Espectros de Respuesta de cada Sismo en análisis



Gráficas 12.3 Sismos escalados con el espectro de Masaya

RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA (EDF-1) SOMETIDA A CADA UNO DE LOS 4 EVENTOS SÍSMICOS EN ESTUDIO.

- a) Resultados usando sismo de Managua
- i) Patrón de rótulas en el EDF-1

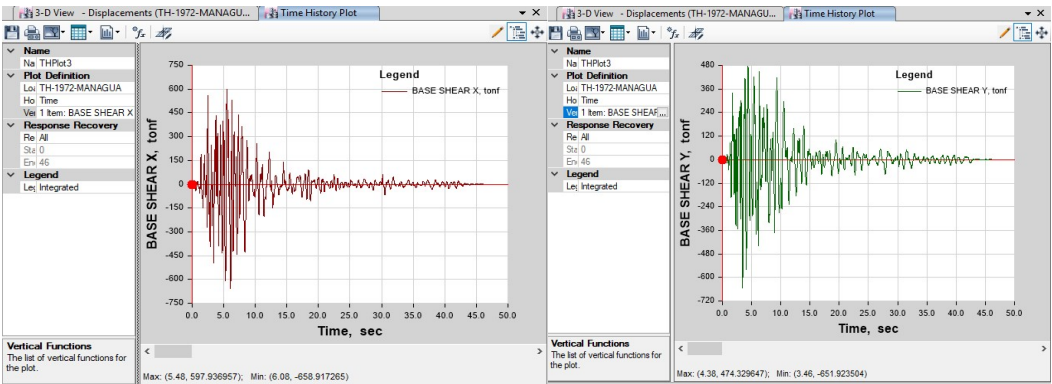


Gráficas 13.4 Patrón de rótulas plásticas generadas por sismo de Managua Etabs 16.01

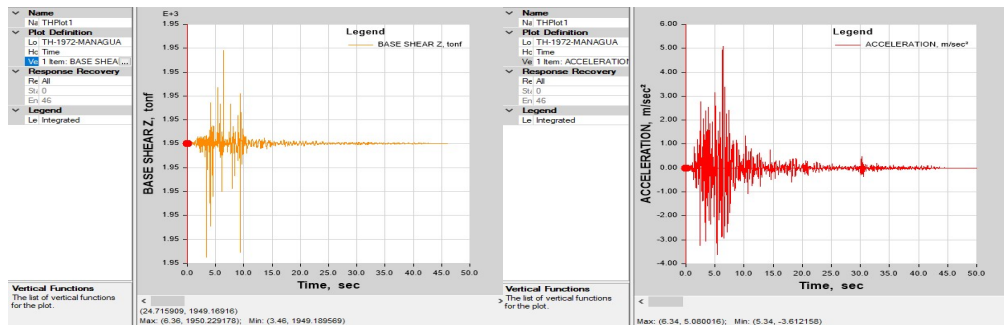
- ii. Reacción en la base, aceleración y desplazamientos

Tabla 13.3 Reacción en la base del EDF-1 con sismo de 1972

| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|---------|----------|----------|-----------|--------|-----------|---|---|---|
| Load Case/Combo | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
| | tonf | tonf | Tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| TH-1972-MANAGUA-Max | 597.936 | 474.329 | 1950.229 | 18413.269 | -12549 | 6301.545 | 0 | 0 | 0 |
| TH-1972-MANAGUA- Min | -658.91 | -651.923 | 1949.189 | 10246.117 | 21225 | -6389.877 | 0 | 0 | 0 |

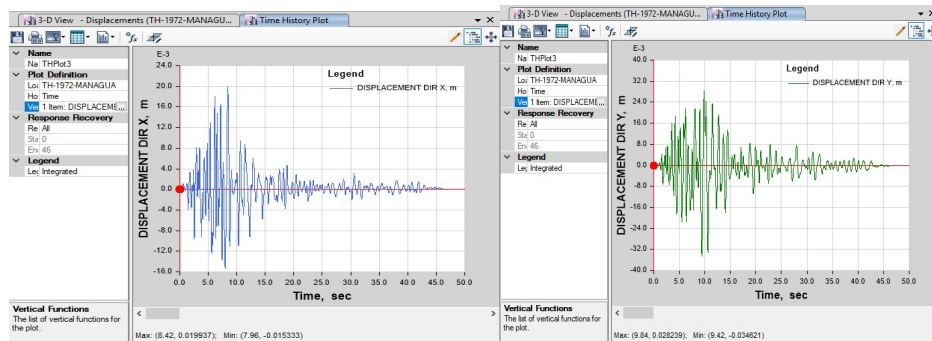


Gráfica 13.5 a. Reacción en la base Dir-X (izq.) y b. Reacción en la base Dir-Y

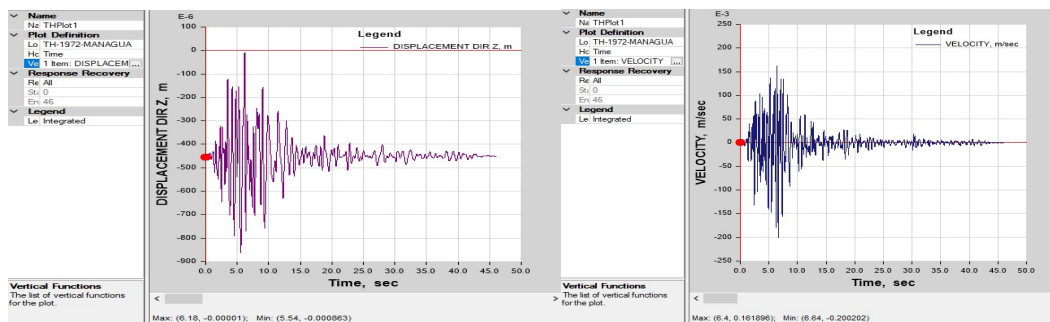


La máxima reacción en la base se genera a los 5.48 seg, con 597.93 ton en dirección x, la aceleración máxima se alcanza a los 6.34 seg con 5.080 m/s², en la gráfica 13.9.a se muestran los máximos desplazamientos generados, alcanzando valores de 28.23 mm con este sismo en un tiempo de 9.84 seg, la velocidad máxima alcanzada es de 0.161 m/s a los 6.4 seg.

iii. Desplazamientos y velocidad de la estructura EDF-1, ante el sismo de Managua



Gráfica 13.7 a. Desplazamiento Dir. X (izq.) y b. Desplazamientos Dir. Y (der.) con sismo de Managua



Gráfica 13.8 a. Desplazamientos Dz (m) (izq.) y b. velocidad m/s² (der.) generada por sismo de Managua

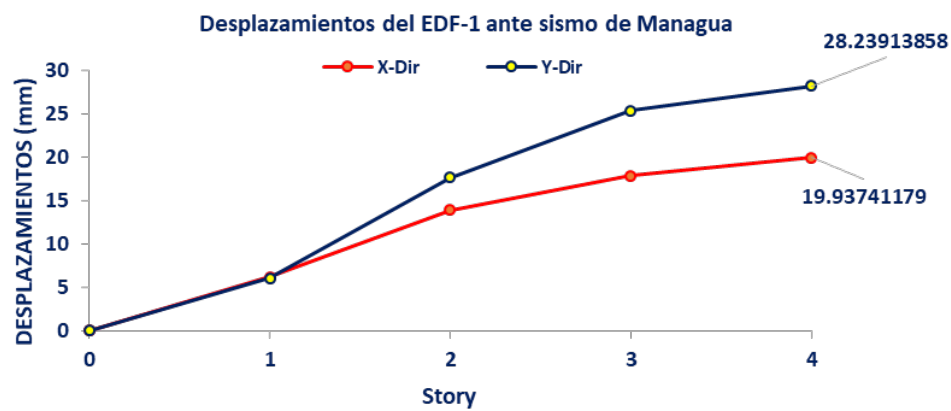
iv. Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-1 con sismo de Managua

| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|------------|------------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | m | m |
| Story4 | 12 | Top | 0.01993741 | 0.02823914 |
| Story3 | 9 | Top | 0.017893 | 0.02539777 |
| Story2 | 6 | Top | 0.01390191 | 0.01766653 |
| Story1 | 3 | Top | 0.00615895 | 0.00606724 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

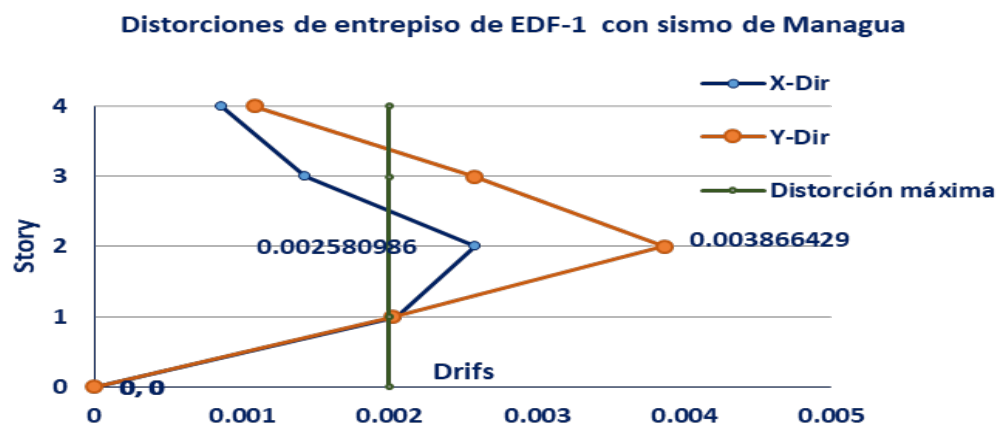
Tabla 13.4 Derivas de entrepiso

| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|----------|-------------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | | |
| Story4 | 12 | Top | 0.000862 | 0.001090662 |
| Story3 | 9 | Top | 0.001427 | 0.002577079 |
| Story2 | 6 | Top | 0.002581 | 0.003866429 |
| Story1 | 3 | Top | 0.002053 | 0.002022414 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 13.5 Desplazamientos máximos

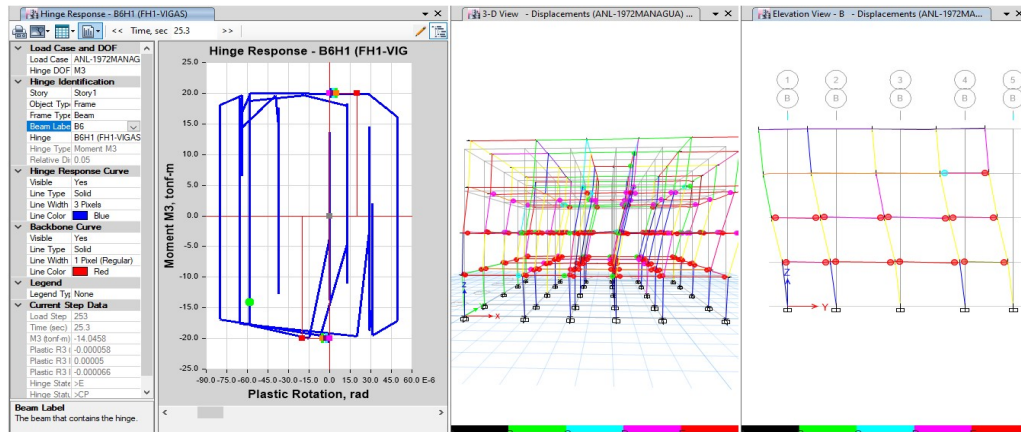


Gráficas 13.9 a. Desplazamientos del EDF-1 con sismo Managua



Gráficas 13.9 b. Distorsiones de entrepiso de la EDF-1 con sismo de Mangua.

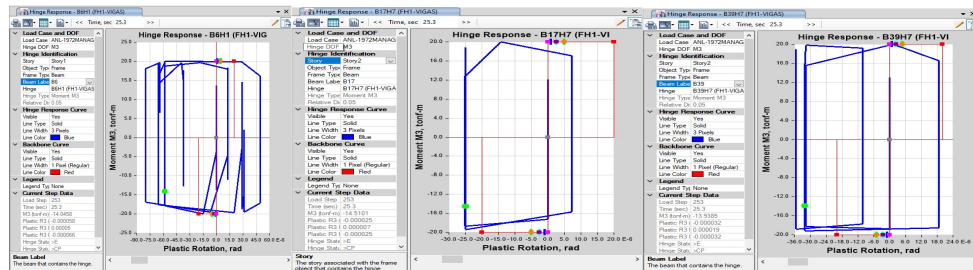
v. Ciclo Histerético en viga con sismo de 1972Managua



B6H1 T25X50 N1 A1

B17H1 T25X50 N1A2

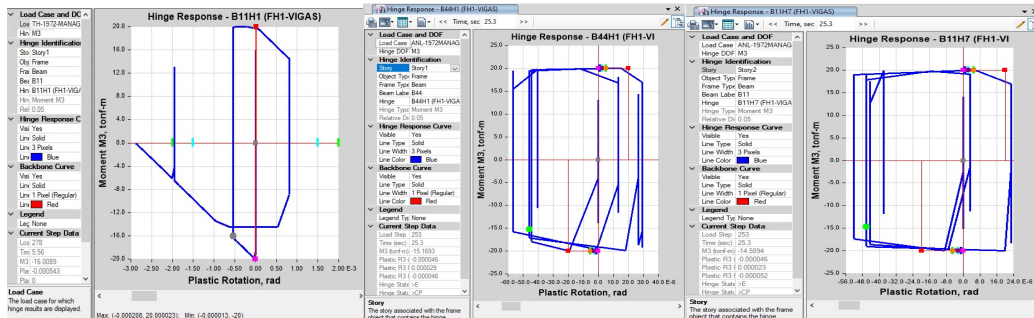
B39H1 T25X50 N1 A4



B11H1 T30X40 N4 -F1

B44H1 T30X50 N1 F4

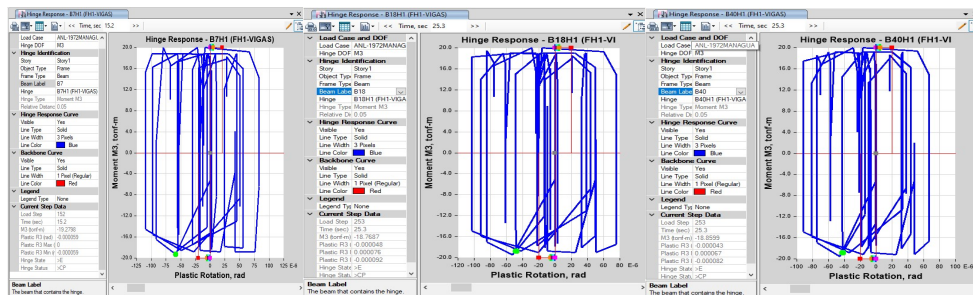
B11H7 T30X50 N2-F1



B7H1 T40X50 N1B1

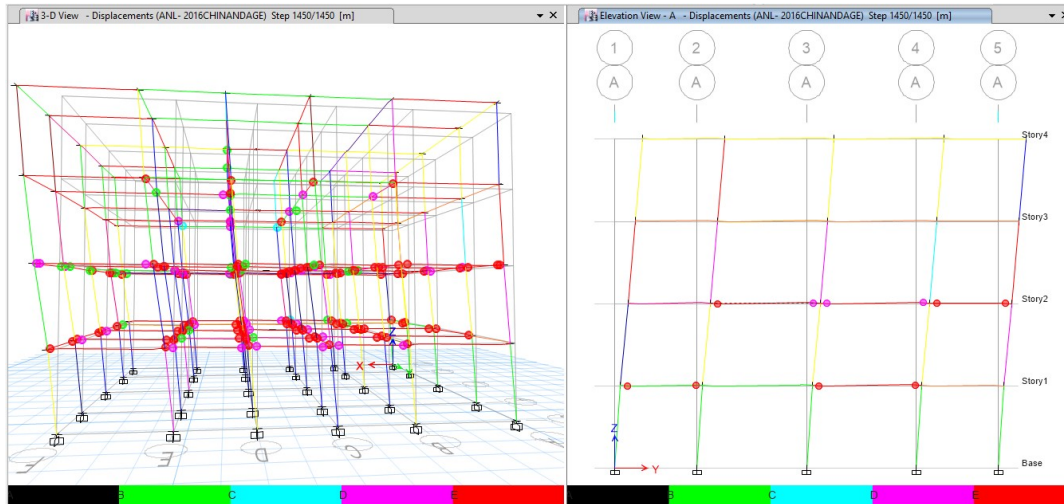
B18H1 T30X60 N1 B2

B40H1 T40X50N1B1



Gráficas 13.10 Rotación plástica en Vigas por sismo de 1972 Etabs 16.01

- b) Resultados usando sismo de Chinandega
i) Patrón de rótulas en el EDF-1

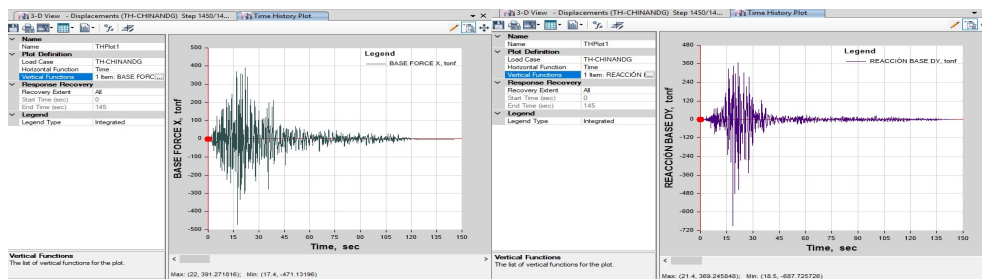


Gráficas 13.11. Patrón de Rótulas generadas por sismo de Chinandega. Fuente Etabs 16.01

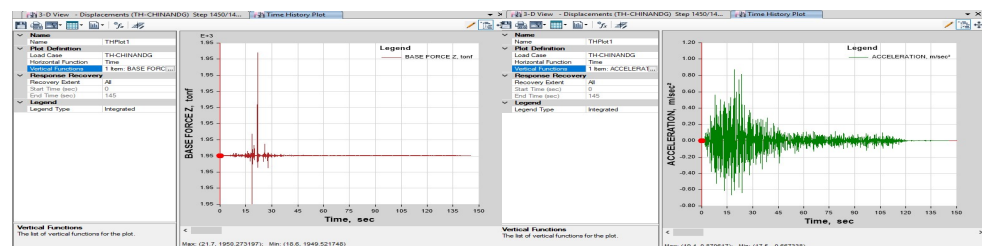
- ii. Reacción en la base, aceleración y desplazamientos

Tabla 13.6 Reacción en la base del EDF-1 con sismo de 2016

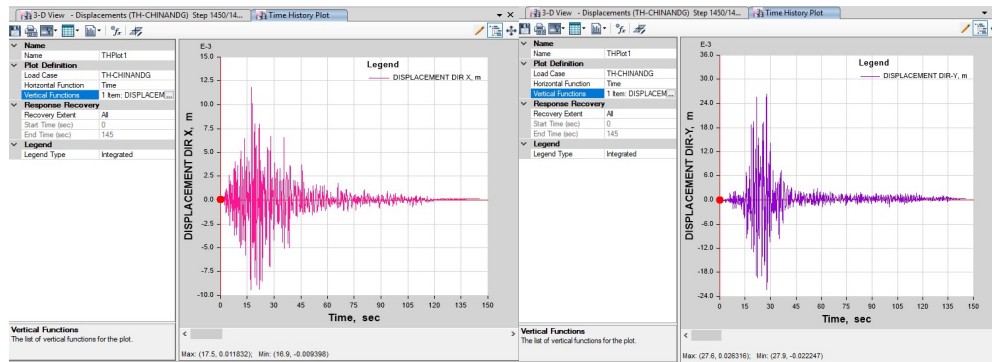
| Load Case/Combo | Base Reactions | | | Base Moments | | | Base Displacements | | |
|-----------------------|----------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------------------|--------|--------|
| | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| TH-2016CHINANDEGA Max | 391.271 | 369.245 | 1950.273 | 18485.707 | -13879 | 4295.316 | 0 | 0 | 0 |
| TH-2016CHINANDEGA Min | -471.13 | -687.725 | 1949.521 | 10844.724 | -19907 | -5922.042 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 13.12 a. Reacción en la base Dir-X (izq.) y b. Reacción en la base Dir-Y



Gráfica 13.13 a. Reacción en la base Dir Z (izq.) y b. Aceleración m/s^2 (der.) generada por sismo de Chinandega



Gráfica 13.14 a. Desplazamientos Dir .X (izq.) y b. Desplazamientos Dir Y (der.) con sismo de Chinandega

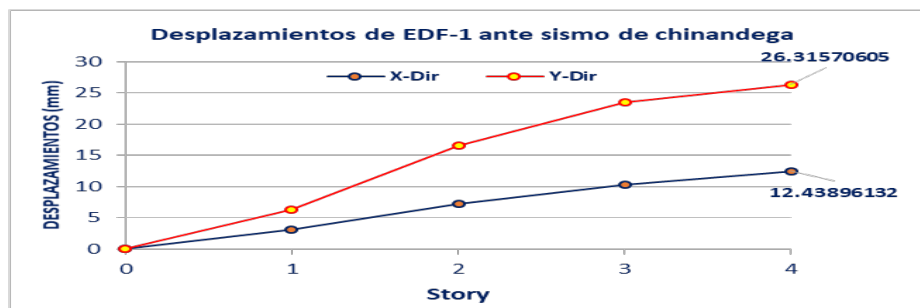
iii) Distorsiones de entrepiso y desplazamientos

Tabla 13.7 Desplazamientos

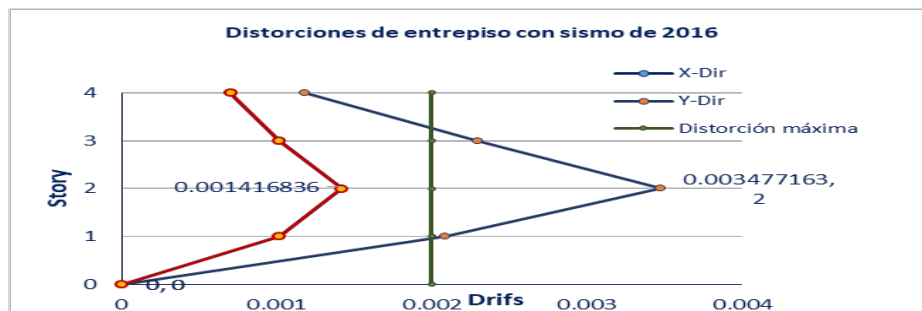
| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|----------------|----------|-------------|-------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.012438961 | 0.026315706 |
| Story3 | 9 | Top | 0.010343068 | 0.02342458 |
| Story2 | 6 | Top | 0.00729414 | 0.016536964 |
| Story1 | 3 | Top | 0.003043634 | 0.006258502 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 13.8 Derivas de entrepiso

| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|----------------|----------|-------------|-------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.000698631 | 0.001182487 |
| Story3 | 9 | Top | 0.001016309 | 0.002295872 |
| Story2 | 6 | Top | 0.001416836 | 0.003477163 |
| Story1 | 3 | Top | 0.001014545 | 0.002086167 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

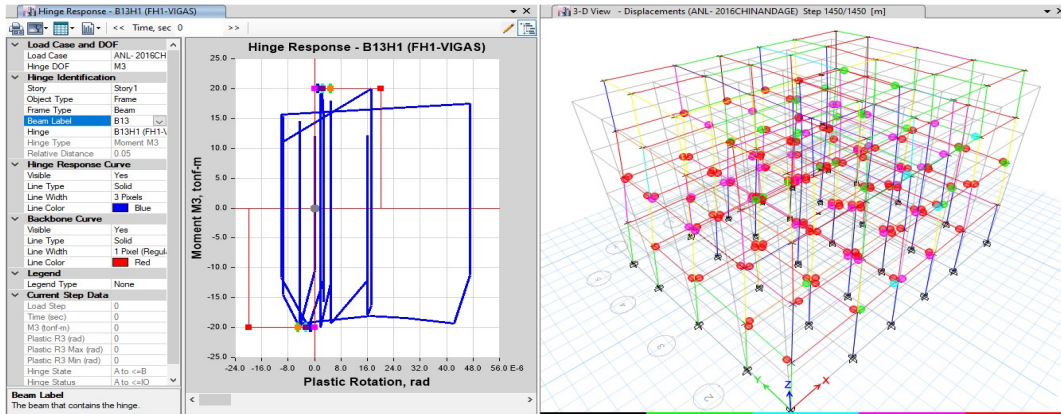


Gráficas 13.15 Desplazamientos del EDF-1, con sismo de Chinandega



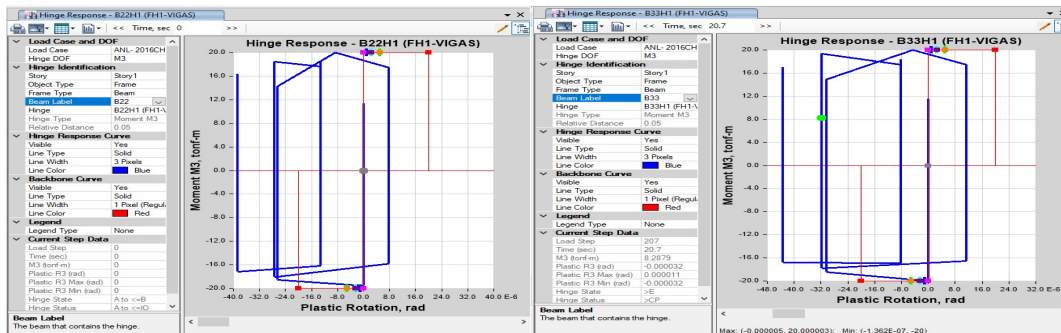
Gráficas 13.16 Distorsiones de entrepiso de EDF-1, con sismo de Chinandega

iv) Ciclo Histerético de vigas del EDF-1 con sismo de Chinandega.



B22H1 T30X50 N1-F2

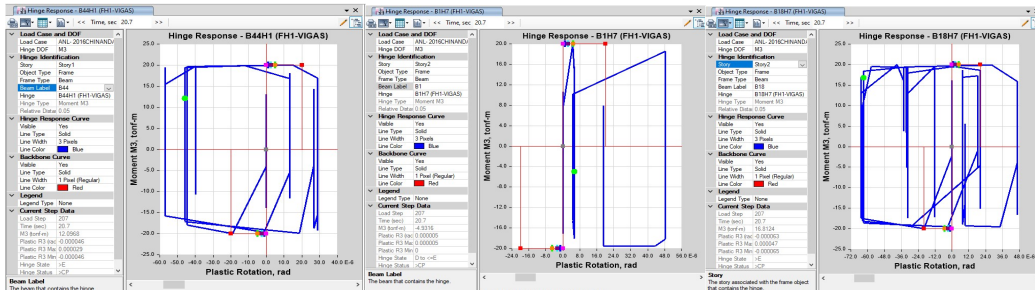
B33H1 T30X50-N1-F3



B44H1 T30X50 N1-F4

B11H7 T30X50 N2 F1

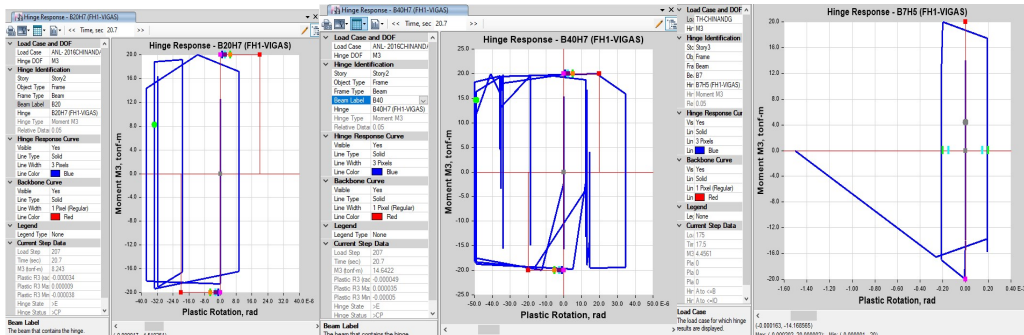
B18H7 T30X60 N2-B2



B20H7 T30X50 N2 D2

B40H7 T40X50 N2 B4

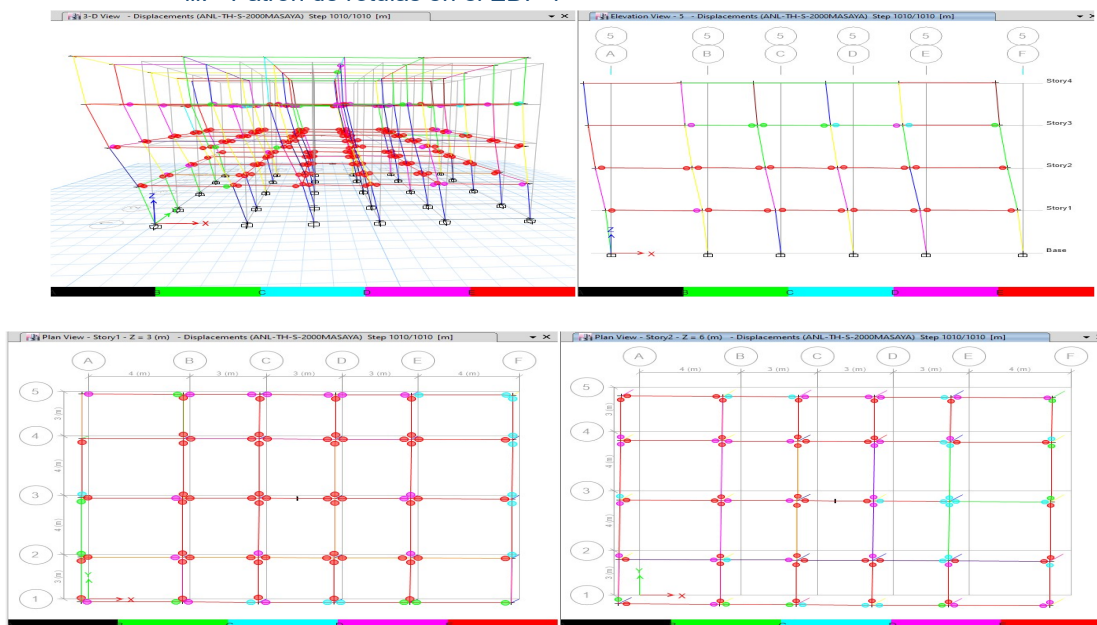
B7H5 T30X50 N3 B1



Gráficas 13.17 Rotación plástica en Viga por sismo de Chinandega Etabs 16.01

c) Resultados usando sismo de Masaya

iii. Patrón de rótulas en el EDF-1



Gráfica 13.18 Vista en plantas y elevación, patrón de rótulas plásticas en los niveles I y II

El mecanismo de falla que la estructura presenta ante el sismo de Masaya indica una degradación de sus rótulas en los entrepisos uno y dos, de un total de 98 rótulas que representan 49 elementos horizontales por nivel, de estas, para el primer nivel, 55 se encuentran en estado de prevención y colapso esto representa el 56.12% del nivel 1, como lo indica la gráfica 13.19 en un estado de $> E$, 16 rótulas lo que representa un 16.32% se encuentran en estado de seguridad de vida de D to $\leq E$, 11 rótulas que representan 11.22% se encuentran en estado de ocupación inmediata con C to $\leq D$ y un total de 16 rótulas no plastifican lo que representa un 16.32%. Para el nivel dos el 43.87% de sus rótulas presentan degradación total en estado $> E$, un 27.55% se encuentran en estado de seguridad de vida D to $\leq E$, el 18.36% se encuentran en estado de ocupación inmediata C to $\leq D$ y solamente 10.2% de rótulas no plastifican.



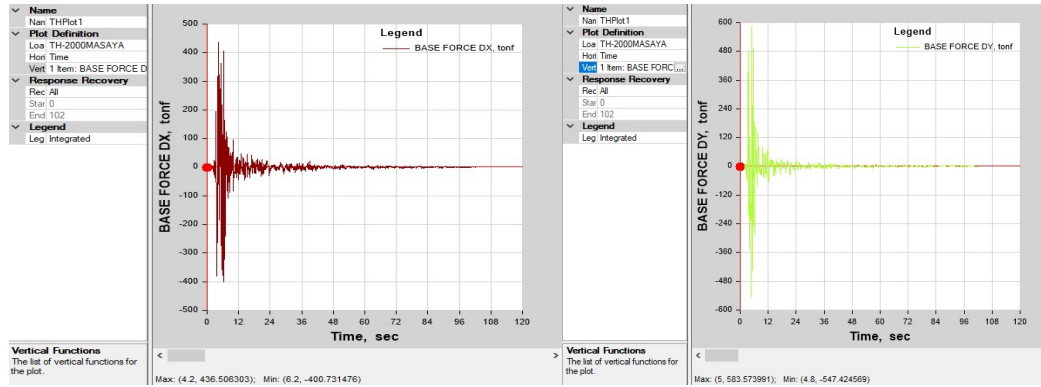
Gráficas 13.20 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de Masaya en EDF-1, Viga B24 T40x50 (izq) b. momento máximo en viga B24 Story 1 (der)



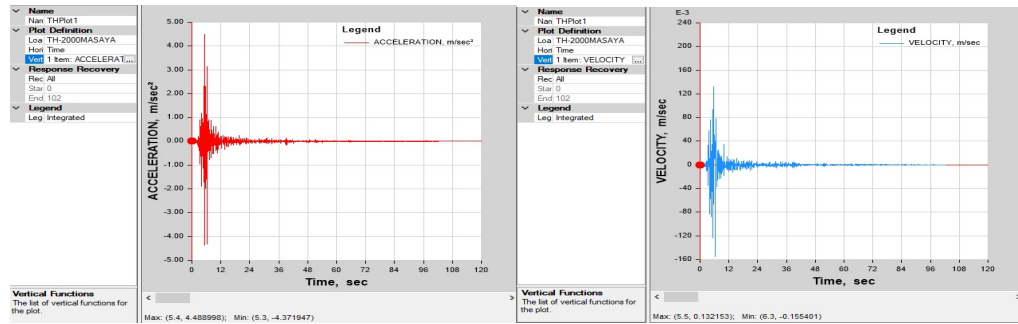
ii. Reacción en la base, aceleración y desplazamientos en EDF-1 con sismo de Masaya

Tabla 13.9 Reacción en la base del EDF-1 con sismo de 2000

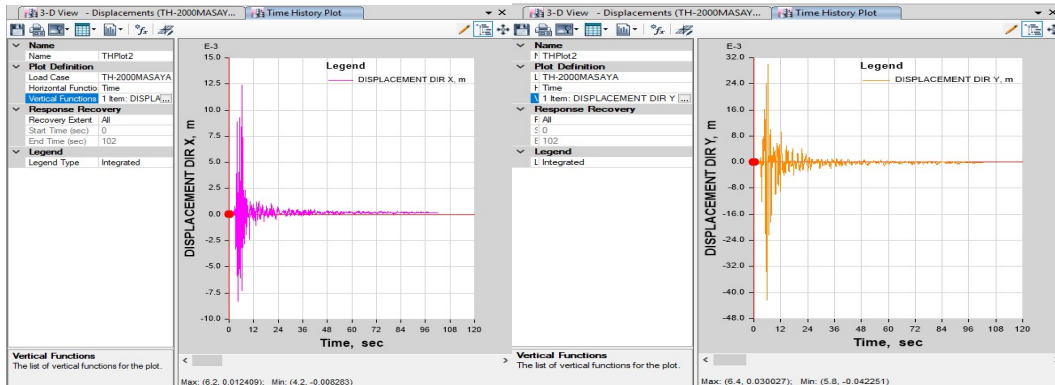
| Load Case/Combo | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
|-------------------|---------|----------|----------|-----------|--------|-----------|---|---|---|
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| TH-2000MASAYA Max | 436.497 | 564.219 | 1950.062 | 17698.043 | -13211 | 5305.591 | 0 | 0 | 0 |
| TH-2000MASAYA Min | -400.12 | -577.875 | 1949.556 | 9461.975 | -20277 | -7243.015 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 13.21 a. Reacción en la base Dir “x” (izq.) y b. Reacción en la base Dir “y” (der.) con sismo de Masaya



Gráfica 13.22 a. Aceleración m/s^2 (izq.) y b. Velocidad m/s (der.) generada por sismo de Masaya



Gráfica 13.23 a. Desplazamientos Dir “x” (izq.) y b. Desplazamientos Dir “y” (der.) con sismo de Masaya

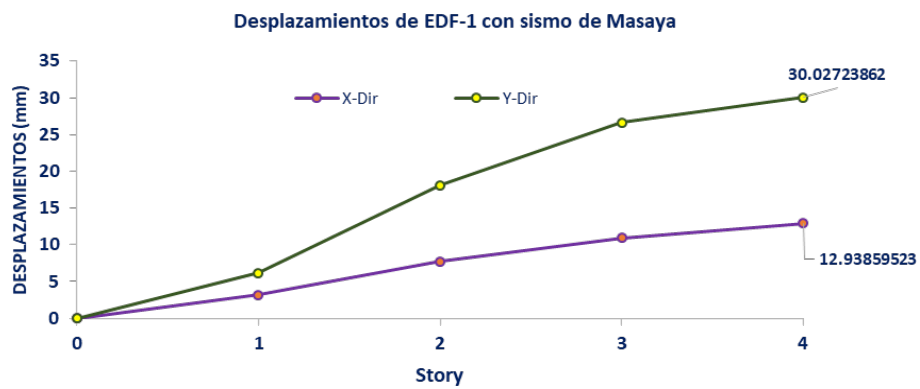
vi. Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-1 con sismo de Masaya

Tabla 13.10 Desplazamientos

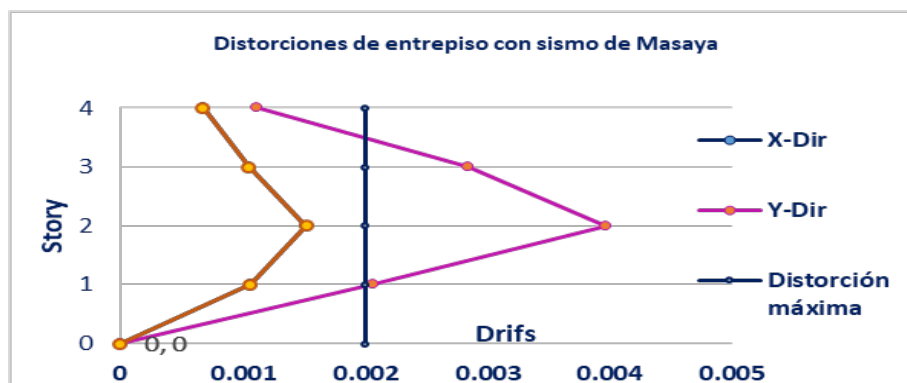
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-----------|----------|----------|-------------|
| | m | | m | m |
| Story4 | 12 | Top | 0.012939 | 0.030027239 |
| Story3 | 9 | Top | 0.010902 | 0.026659652 |
| Story2 | 6 | Top | 0.007752 | 0.018111403 |
| Story1 | 3 | Top | 0.00319 | 0.006191599 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 13.11 Derivas de entrepiso

| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-----------|----------|----------|-----------|
| | m | | | |
| Story4 | 12 | Top | 0.000679 | 0.0011225 |
| Story3 | 9 | Top | 0.00105 | 0.0028494 |
| Story2 | 6 | Top | 0.001521 | 0.0039733 |
| Story1 | 3 | Top | 0.001063 | 0.0020639 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

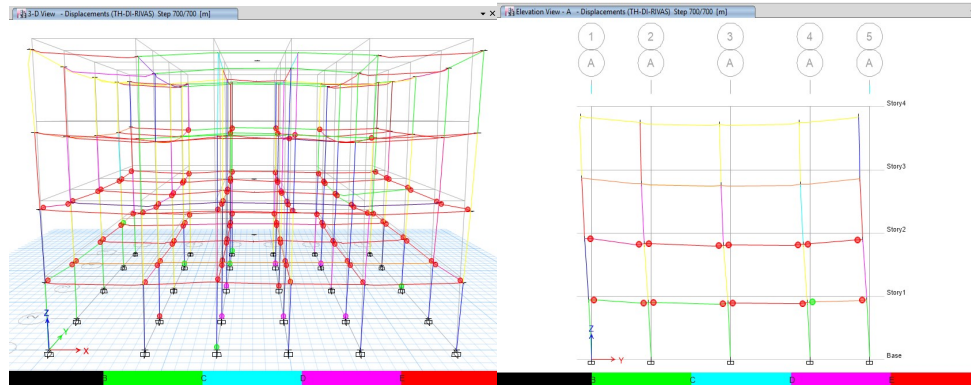


Gráficas 13.24 a. Desplazamientos de EDF-1 por sismo de Masaya



Gráficas 13.24 b. Distorsiones de entrepiso de EDF-1, con sismo de Masaya

- d) Resultados usando sismo de Rivas
- i) Patrón de rótulas en el EDF-1

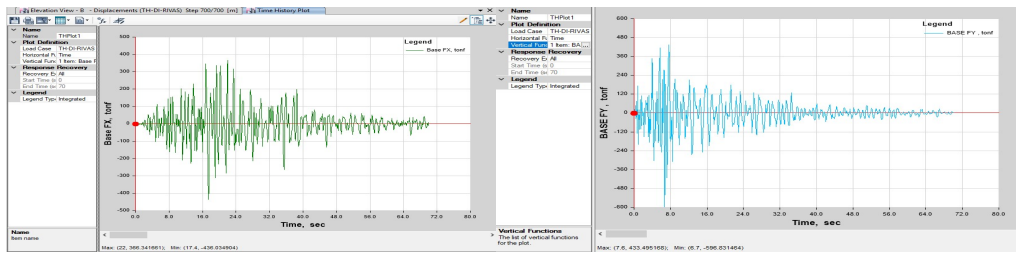


Gráficas 13.25 Patrón de Rótulas generadas por sismo de Rivas. Fuente Etabs 16.01

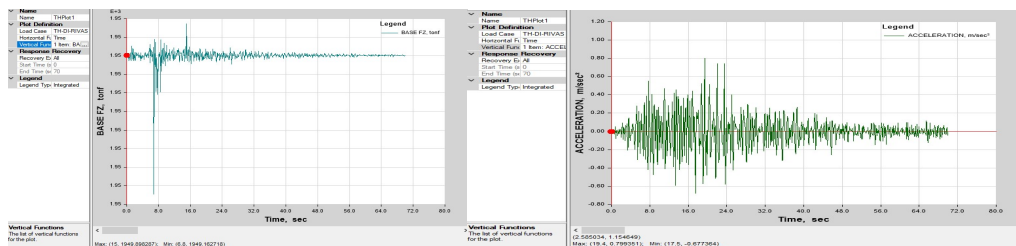
- ii) Reacción en la base, aceleración y desplazamientos

Tabla 13.12 Reacción en la base del EDF-1 con sismo de Rivas

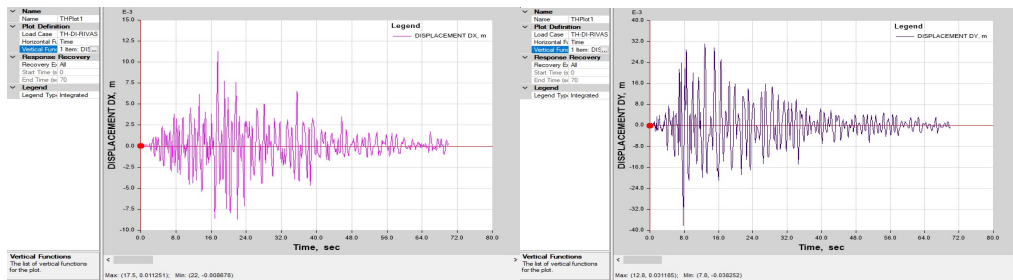
| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| TH-2005RIVAS Max | 366.34 | 433.495 | 1949.898 | 16772.4096 | 13492.5188 | 5285.7997 | 0 | 0 | 0 |
| TH-2005RIVAS Min | -436.0 | -596.83 | 1949.162 | 10041.7398 | 21069.0967 | 4178.2339 | 0 | 0 | 0 |



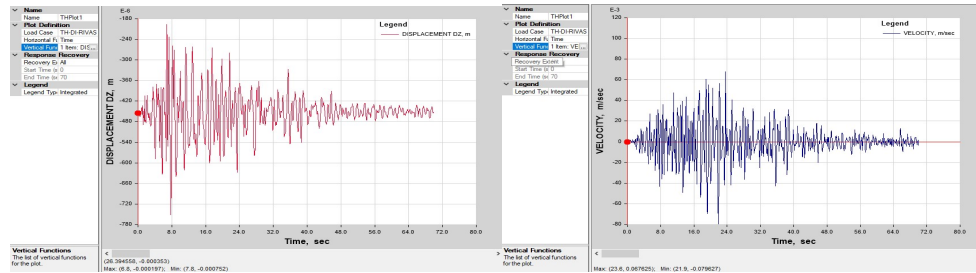
Gráfica 13.26a. Reacción en la base Dir. X (izq.), b Reacción en la base Dir. Y (der).



Gráfica 13.26 a. Reacción en la base Dir. Z (izq.), b Aceleración m/s^2 . Y (der)

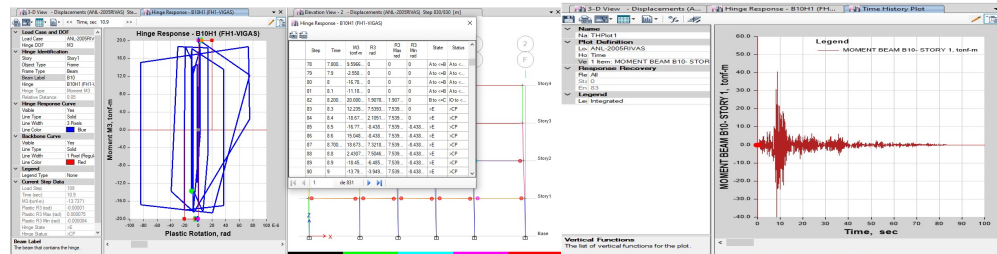


Gráfica 13.27 a. Desplazamientos Dir x (izq.) y b. Desplazamientos Dir y (der)

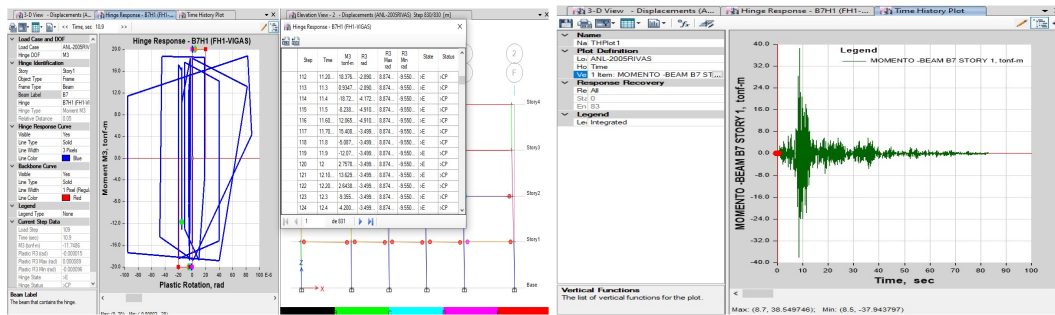


Gráfica 13.28 a. Desplazamientos Dir z (izq.) Velocidad m/s (der.) generada por sismo de Rivas

iii) Ciclo Histerético de vigas del EDF-1 con sismo de Rivas



Gráficas 13.29 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de Rivas en EDF-1, Viga B10H1 T30x60N1E1 (izq) b. momento máximo en viga B10 Story 1 (der)



Gráficas 13.30 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de Rivas en EDF-1, Viga B7H1 T30x60 (izq) b. momento máximo en viga B7 Story 1 (der)

Como se muestran en las gráficas 13.29 y 13.30 la estructura presenta degradación en los elementos vigas en los niveles 1 y 2, presentando mayor degradación de los elementos en la Dirección (Dir. Y), más del 50% de los elementos sufren degradación ubicándose en el estado de prevención y colapso >E.

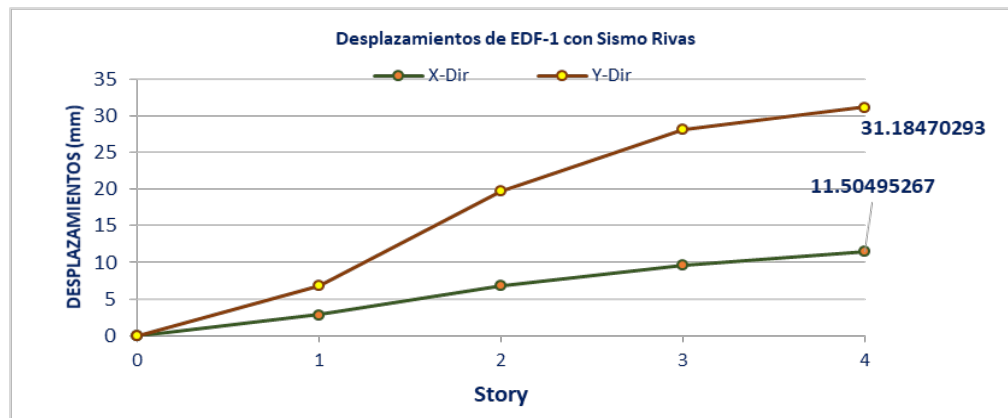
iii. Distorsiones de entrepiso y desplazamientos de EDF-1 con sismo de Rivas

Tabla 13.13 Desplazamientos

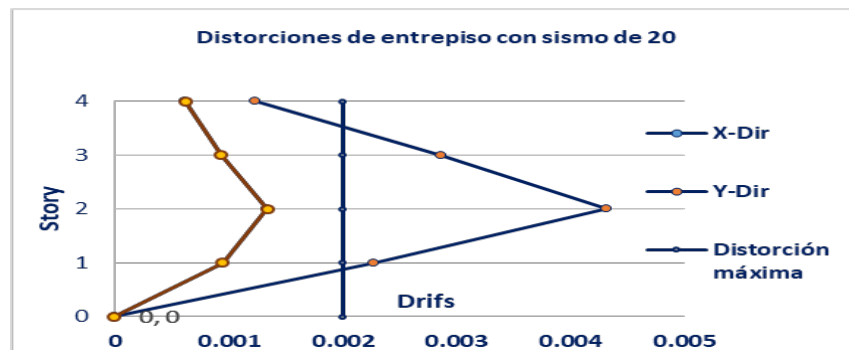
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-----------|----------|-------------|-------------|
| | m | | m | m |
| Story4 | 12 | Top | 0.011504953 | 0.031184703 |
| Story3 | 9 | Top | 0.00967295 | 0.028110299 |
| Story2 | 6 | Top | 0.00687128 | 0.019770746 |
| Story1 | 3 | Top | 0.002853567 | 0.006821382 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 13.14 Derivas de entrepiso

| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-----------|----------|-----------|-----------|
| | m | | | |
| Story4 | 12 | Top | 0.0006217 | 0.0012389 |
| Story3 | 9 | Top | 0.0009402 | 0.0028635 |
| Story2 | 6 | Top | 0.0013392 | 0.0043165 |
| Story1 | 3 | Top | 0.0009512 | 0.0022738 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |



Gráficas 13.31 a. Desplazamientos de EDF-1 por sismo de Rivas

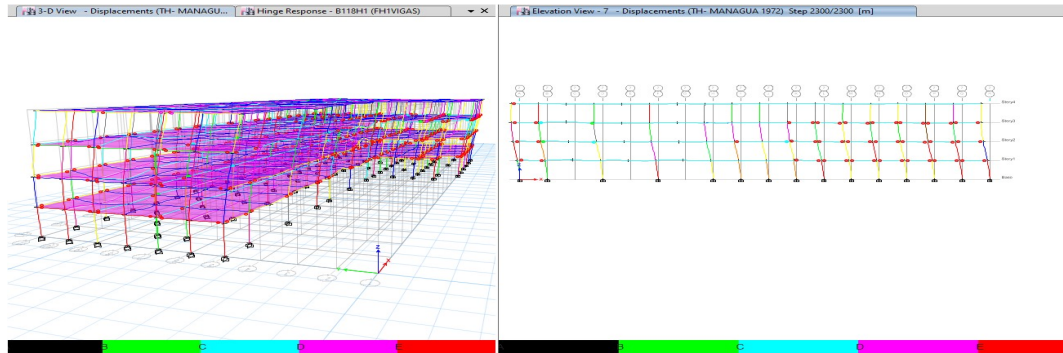


Gráficas 13.32 b. Distorsiones de entrepiso del EDF-1 por sismo de Rivas

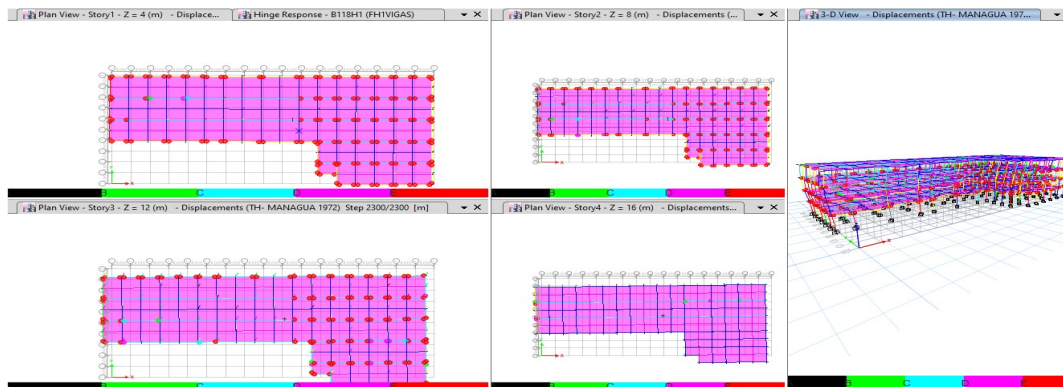
RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA (EDF-2) SOMETIDA A CADA UNO DE LOS 4 EVENTOS SÍSMICOS EN ESTUDIO.

a) Resultados usando sismo de Managua 1972

i) Patrón de rótulas en el EDF-2- sismo 1972



Gráficas 14.1 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 1972. Fuente Etabs 16.01

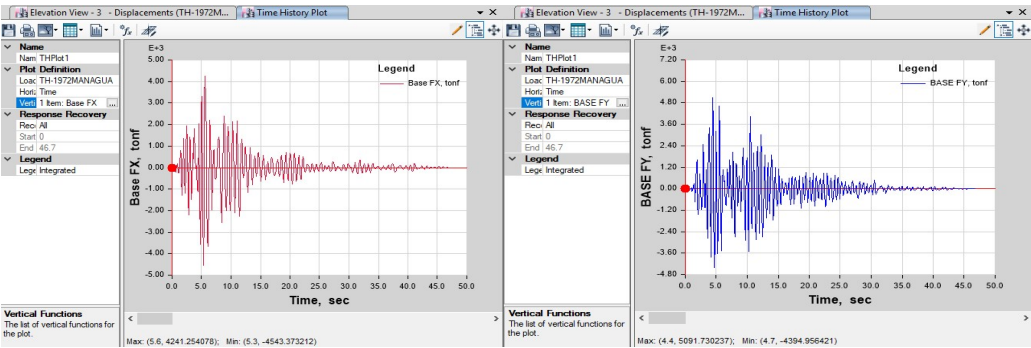


Gráficas 14.2 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 1972, Vistas en plantas. Fuente Etabs 16.01

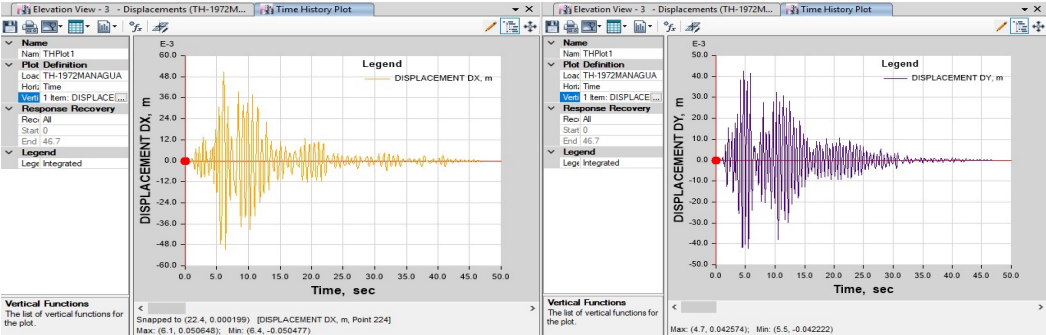
Ante la fuerza del evento de 1972 la estructura genera una degradación progresiva de sus rótulas plástica, esta se genera en las secciones más alejadas del centro de masa y centro de rigidez, las mayores sollicitaciones de esfuerzos en las estructuras se presentan en los pórticos exteriores, sus elementos interiores no sufren degradación principalmente donde se encuentra reunida la mayor cantidad de masa, en el primer nivel con 329 elementos horizontales, la estructura penetra al rango no lineal con la degradación de 135 rótulas de sus elementos horizontales, aproximadamente el 20.51% de sus vigas sufren degradación completa generando rótulas plástica que entran en un estado de prevención y colapso >E como lo indica la gráfica 14.6, los niveles 2 y tres también sufren deformaciones principalmente en los elementos del eje longitudinal.

Tabla 14.1 Reacción en la base del EDF-2 Tipo A. Con sismo de Managua

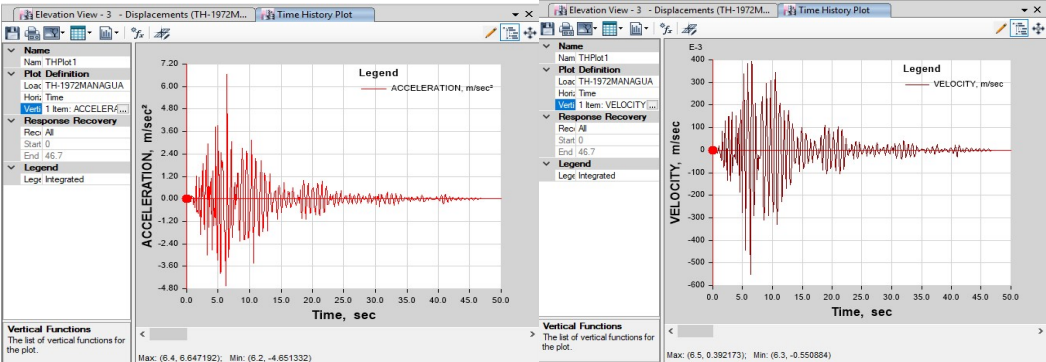
| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|------------|-----------|--------|-------------|-----------|-----------|---|---|---|
| Load Case/Combo | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| TH-1972MANAGUA | | | | | | | | | |
| Max | 4241.2541 | 5091.7302 | 24.431 | 50646.6302 | 43780.72 | 199977.65 | 0 | 0 | 0 |
| TH-1972MANAGUA Min | -4543.3732 | -4394.956 | -94.17 | -52923.7235 | -50672.95 | -166785.9 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 14.3 a. Reacción en la base Dir. X (izq.) y b. Reacción en la base (der.) generada por sismo de 1972 en EDF-2 Tipo A

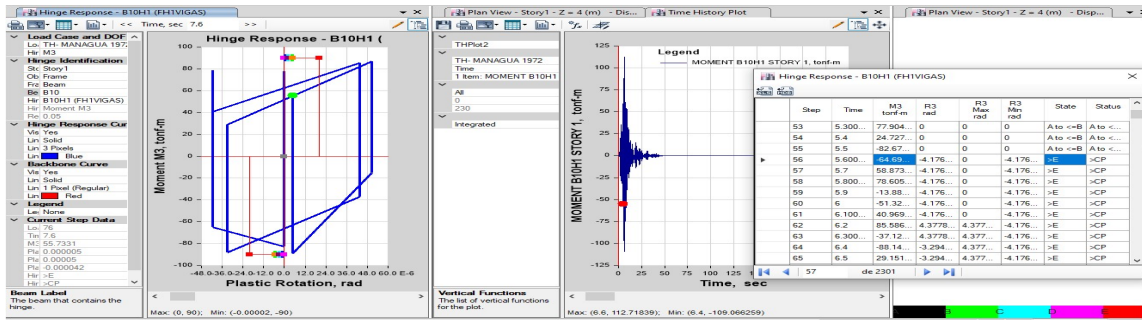


Gráfica 14.4 a. Desplazamientos Dir. X (izq.) y b. Desplazamientos Dir. Y (der), generada por sismo de 1972 en EDF-2 tipo A

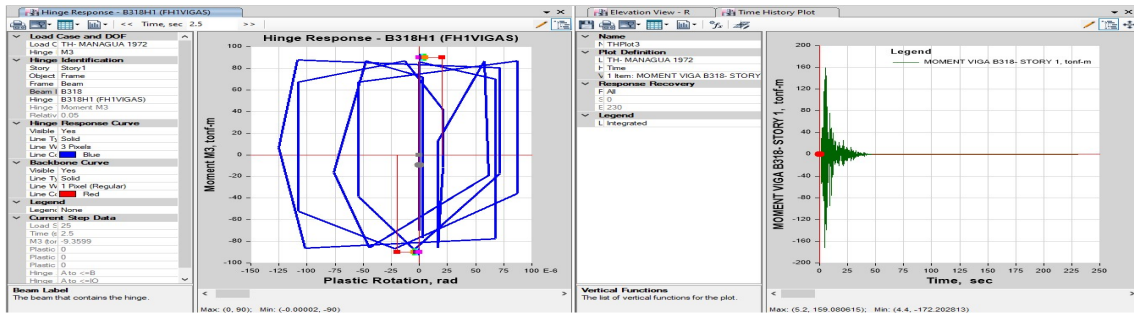


Gráfica 14.5 a. Aceleración m/s² (izq.) y b. Velocidad m/s (der.) generada por sismo de 1972 en EDF-2 tipo A

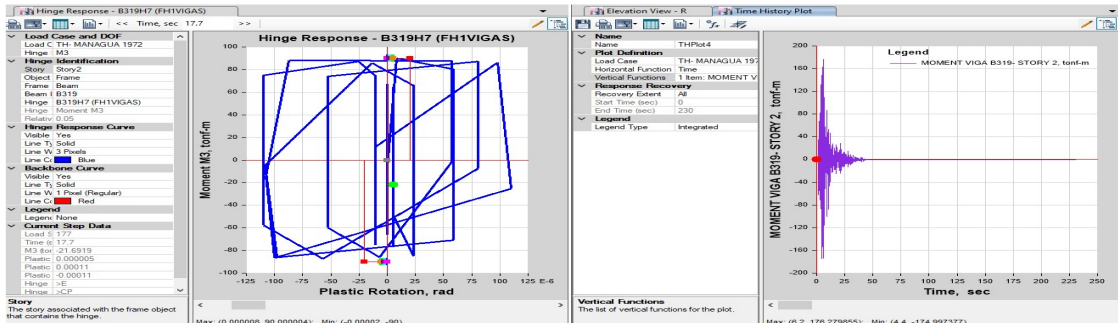
ii) Ciclo Histerético de vigas del EDF-2 Tipo A, generadas con sismo de 1972



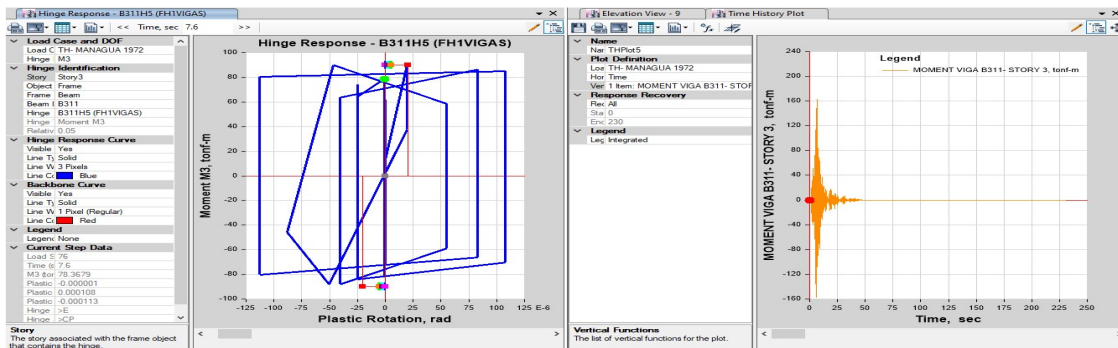
Gráficas 14.6 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de Rivas en EDF-1, Viga B10H1 (izq) b. momento máximo en viga B10 Story 1 (der)



Gráficas 14.7 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de 1972 en EDF-2-Tipo A, Viga B318H1 T50x80 (izq) b. momento máximo en viga B318 Story 1 (der)



Gráficas 14.8 a. Respuesta Histerética generadas por sismo de 1972 en EDF-2 Tipo A, Viga B319H7 T50x80 (izq) b. momento máximo en viga B319 Story 2 (der).



Gráficas 14.9a. Respuesta Histerética generadas por sismo de 1972 en EDF-2 Tipo A, Viga B311H5 T40x80 (izq) b. momento máximo en viga B311 Story 3 (der)

iii) Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-2 tipo A con sismo de Managua

Tabla 14.2 Desplazamientos

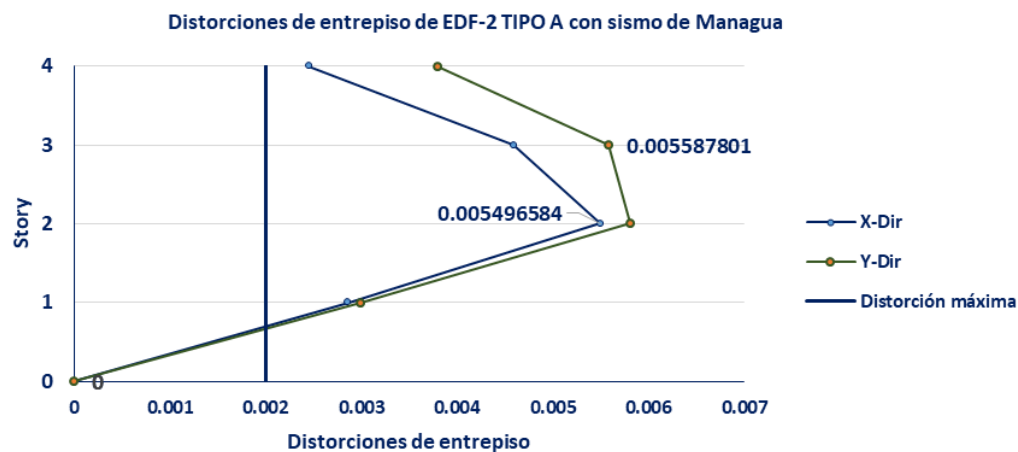
| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|-----------|-----------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | m | m |
| Story4 | 16 | Top | 0.0615687 | 0.0717708 |
| Story3 | 12 | Top | 0.0518155 | 0.0574712 |
| Story2 | 8 | Top | 0.0334473 | 0.03512 |
| Story1 | 4 | Top | 0.0114609 | 0.0119729 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 14.3 Derivas de entrepiso

| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|---------|----------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | | |
| Story4 | 16 | Top | 0.00245 | 0.003795 |
| Story3 | 12 | Top | 0.00459 | 0.005588 |
| Story2 | 8 | Top | 0.0055 | 0.005806 |
| Story1 | 4 | Top | 0.00287 | 0.002993 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

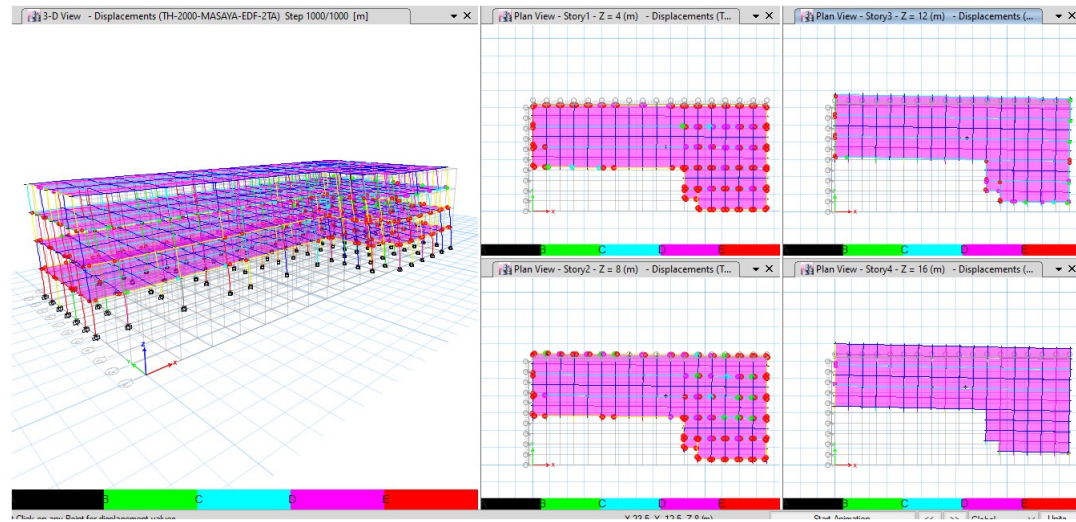


Gráfica 14.10 a. Desplazamientos del EDF-2 con sismo Managua



Gráficas 14.11 b. Distorsiones de entrepiso del EDF-2

i) Patrón de rótulas en el EDF-2

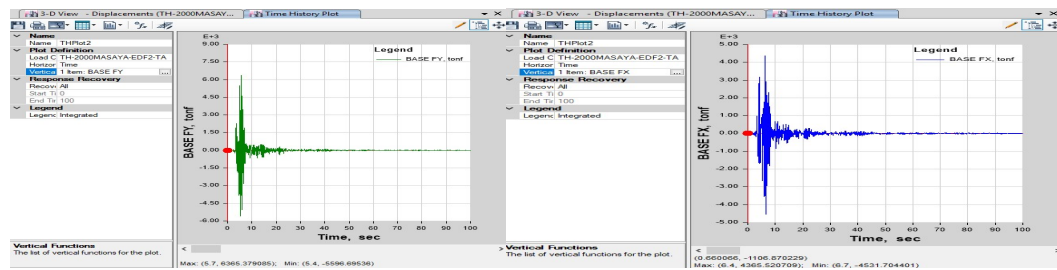


Gráficas 14.12. Patrón de Rótulas generadas por sismo de Masaya. Fuente Etabs 16.01

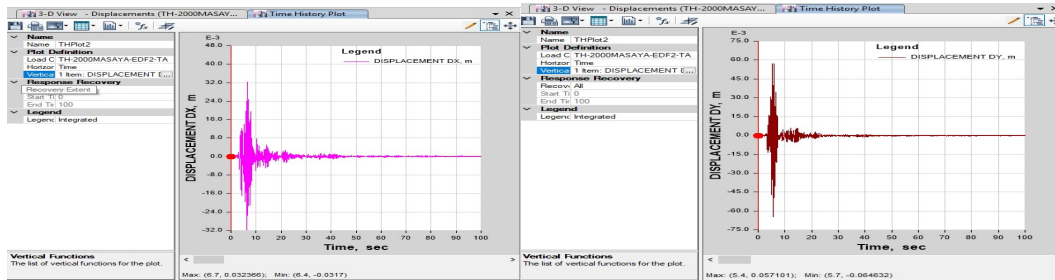
ii) Reacción en la base, aceleración y desplazamientos

Tabla 14.4 Reacción en la base del EDF-2 Tipo A. Con sismo de Masaya

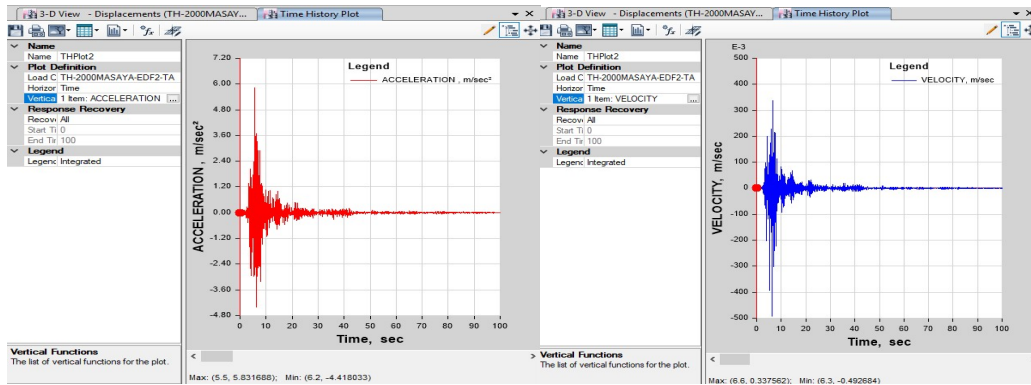
| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|---------------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| TH-2000MASAYA-EDF2-TA Max | 4365.521 | 6365.4 | 7336.84 | 198688 | -231965 | 222837.382 | 0 | 0 | 0 |
| TH-2000MASAYA-EDF2-TA Min | -4531.704 | -5596.7 | 7300.97 | 59602.3 | -329360 | -200319.38 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 14.13 a. Reacción en la base DX (izq.) y b. Reacción base DY (der.) por sismo de Masaya en EDF-2



Gráfica 14.14 a. Desplazamientos Dir. X (izq.) y b. Desplazamientos Dir. X (der.) por sismo de Masaya.



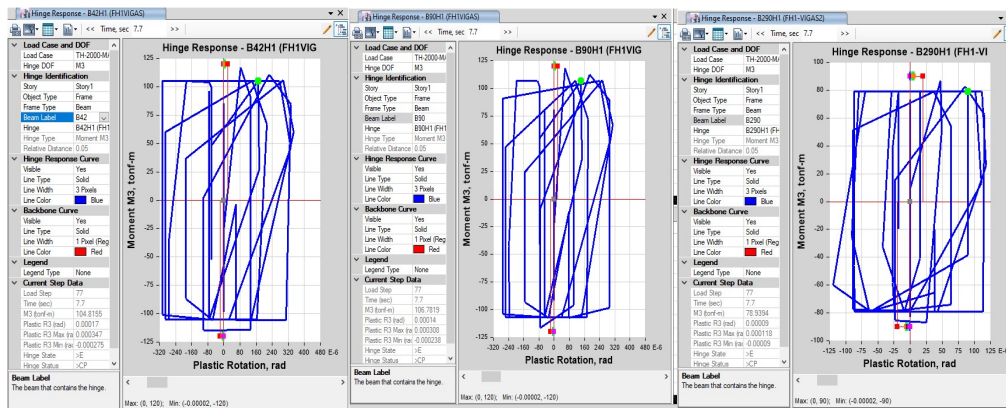
Gráfica 14.15 a. Aceleración (izq.) y b. Velocidad (der.) generada por sismo de Masaya

ii) Ciclo Histerético de vigas del EDF-2 Tipo A, usando sismo del año 2000 Masaya

B42H1 T50X80 N1-A5

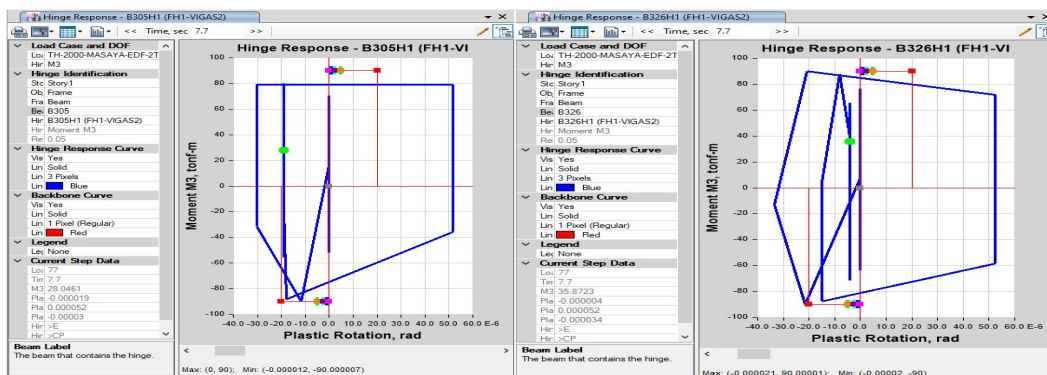
B90H1 T50X50 N1-A7

B290H1 T40X80 N3-L2



B305H1 T40X80 N1-5P

B226H1 T50X80-N1-1.O



Gráficas 14.16. Respuesta Histerética generadas por sismo de 1972 en EDF-2 Tipo A.

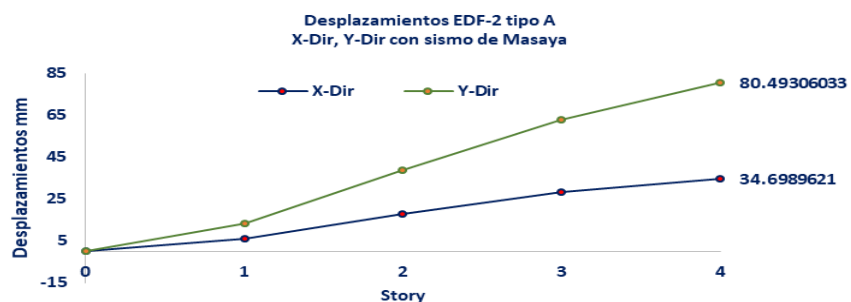
iii) Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-2 tipo A con sismo de 2000

Tabla 14.5. Desplazamientos

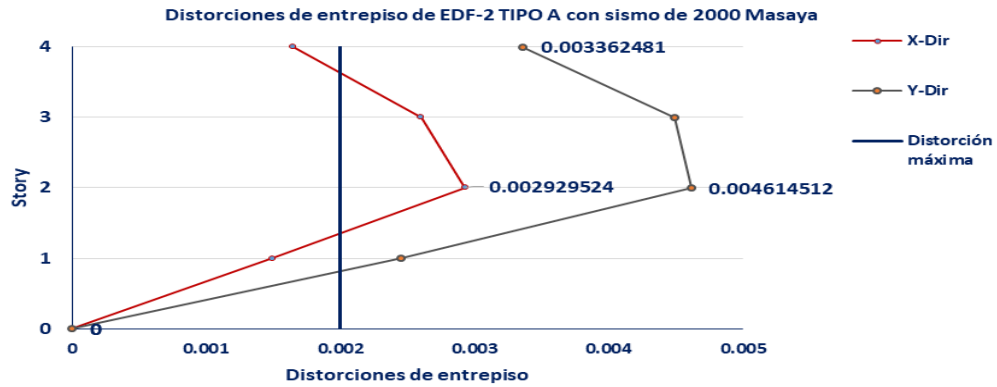
| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|-------------|-------------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | m | m |
| Story4 | 16 | Top | 0.034698962 | 0.08049306 |
| Story3 | 12 | Top | 0.028095026 | 0.063061057 |
| Story2 | 8 | Top | 0.017689894 | 0.038834022 |
| Story1 | 4 | Top | 0.005971798 | 0.013408119 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 14.6 Derivas de entrepiso

| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|-------------|-------------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | | |
| Story4 | 16 | Top | 0.001650984 | 0.004798973 |
| Story3 | 12 | Top | 0.002601283 | 0.006196666 |
| Story2 | 8 | Top | 0.002929524 | 0.006356476 |
| Story1 | 4 | Top | 0.00149295 | 0.00335203 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

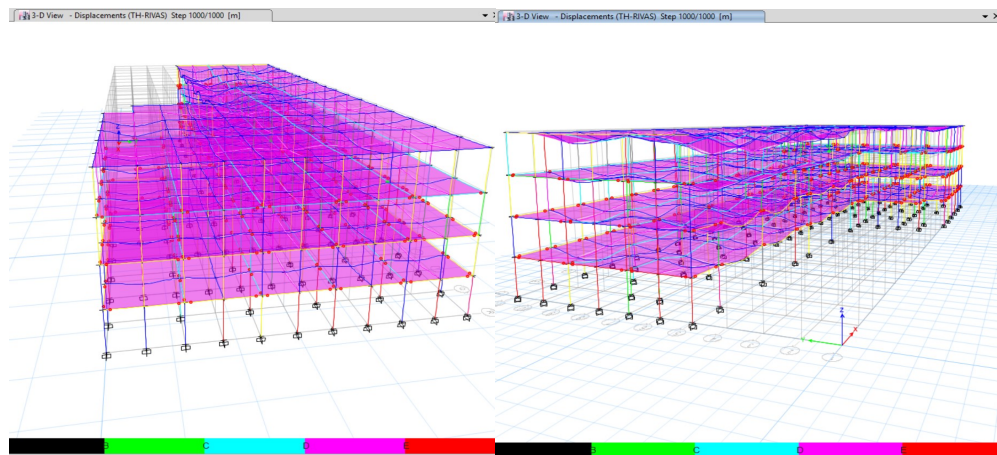


Gráficas 14.13 a. Desplazamientos de EDF-2 Tipo A por sismo de Masaya. Fuente Etabs 16.02

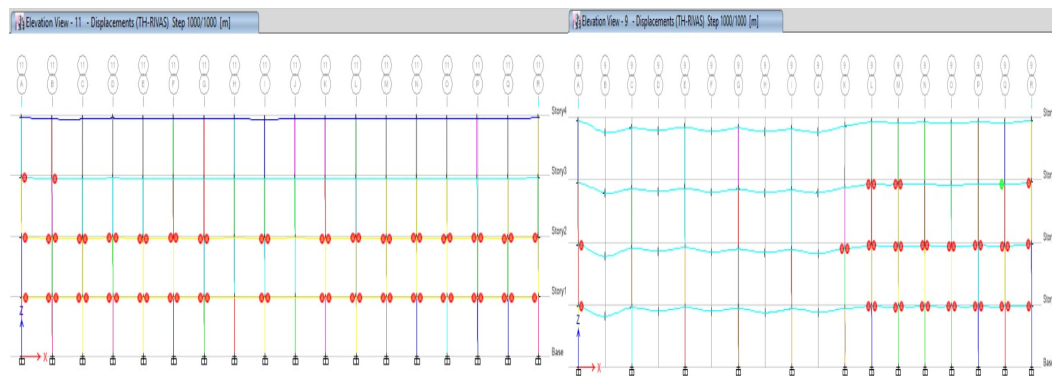


Gráficas 14.13 a. Distorciones de entrepiso de EDF-2 Tipo A por sismo de Masaya. Fuente Etabs 16.02

- c.) Resultados usando sismo de 2005 Rivas
- i.) Patrón de rótulas en el EDF-2- sismo 2005



Gráficas 14.14 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 2005. Fuente Etabs 16.01

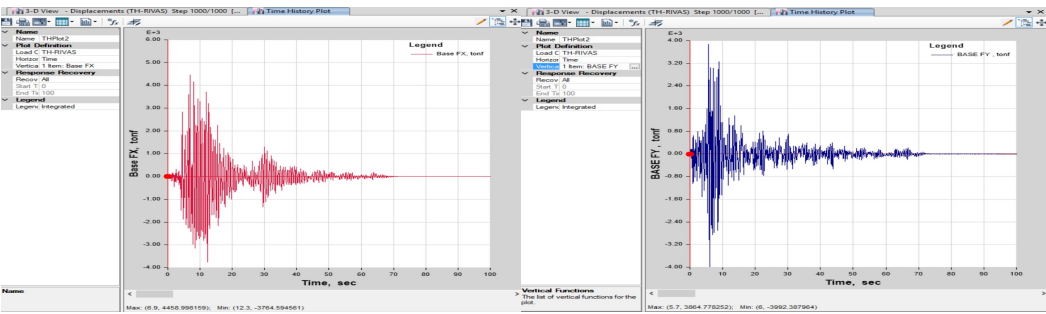


Gráficas 14.15 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 2005, eje 11 (Izq.), eje 9 (der). Fuente Etabs 16.01

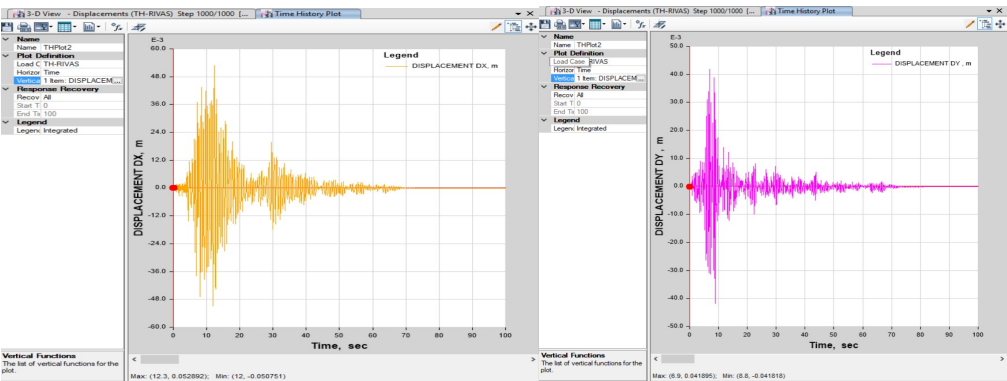
ii) Reacción en la base, aceleración y desplazamientos de EDF-2 Tipo A

Tabla 14.7 Reacción en la base del EDF-2 Tipo A. Con sismo de Rivas

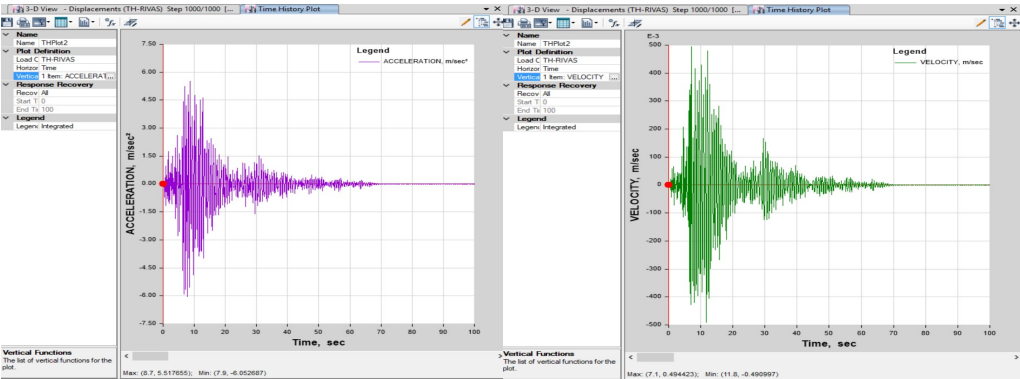
| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|------------|----------|----------|------------|-----------|-----------|---|---|---|
| Load Case/Combo | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| TH-RIVAS Max | 4458.9982 | 3864.778 | 7353.866 | 179502.062 | 231611.98 | 198044.64 | 0 | 0 | 0 |
| TH-RIVAS Min | -3764.5946 | -3992.38 | 7290.278 | 88606.892 | -323650.9 | -214721.8 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 14.16 a. Reacción en la base Dir. X (izq.) y b. Reacción en la base Dir. Y (der).



Gráfica 14.17 a. Desplazamientos Dir. X (izq.) y b. Desplazamientos Dir. Y (der.) Por sismo de Rivas



Gráfica 14.18 a. Aceleración m/s² (izq.) y b. Velocidad m/s (der.) generada por sismo de 2005 en EDF-2 tipo A

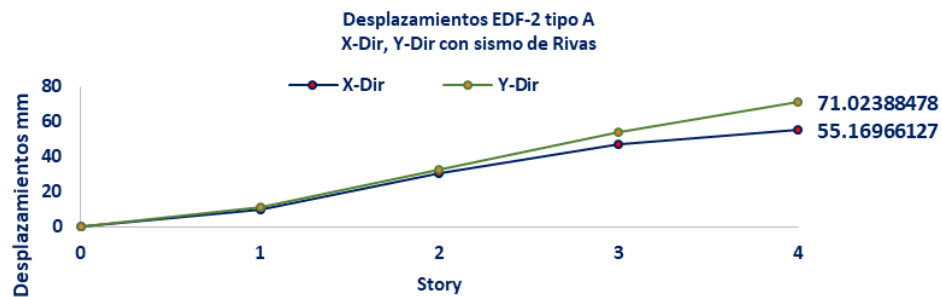
iii) Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-2 tipo A con sismo de Rivas

Tabla 14.8 Desplazamientos

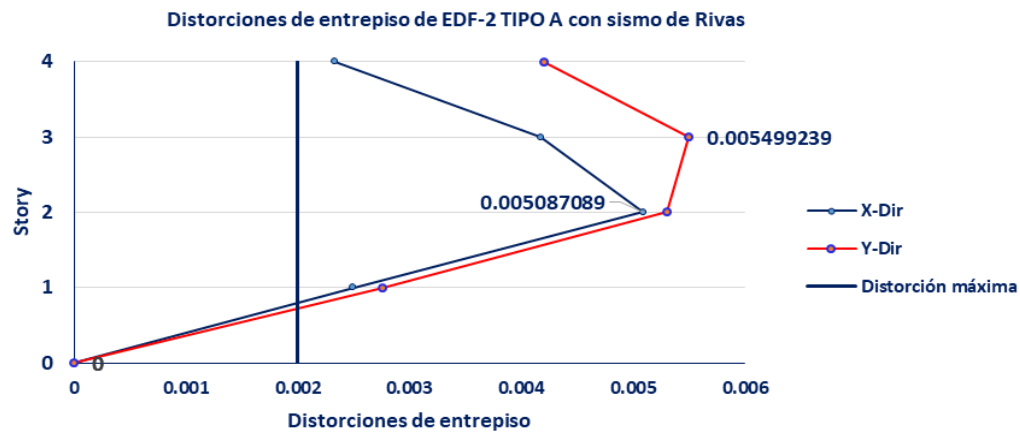
| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|----------------|----------|------------|------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.05516966 | 0.0710239 |
| Story3 | 12 | Top | 0.04704118 | 0.0542344 |
| Story2 | 8 | Top | 0.03034503 | 0.0322374 |
| Story1 | 4 | Top | 0.00999667 | 0.0110393 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 14.9 Derivas de entrepiso

| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|----------------|----------|-----------|-----------|
| Story4 | 16 | Top | 0.0023327 | 0.0041974 |
| Story3 | 12 | Top | 0.004174 | 0.0054992 |
| Story2 | 8 | Top | 0.0050871 | 0.0052995 |
| Story1 | 4 | Top | 0.0024992 | 0.0027598 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |



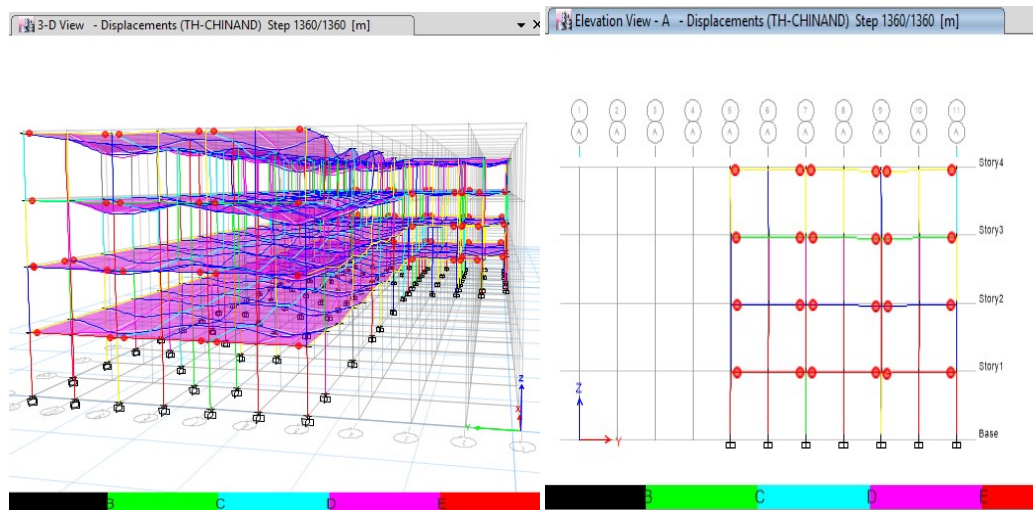
Gráficas 14.20 a. Desplazamientos del EDF-2 Tipo A con sismo de Rivas,



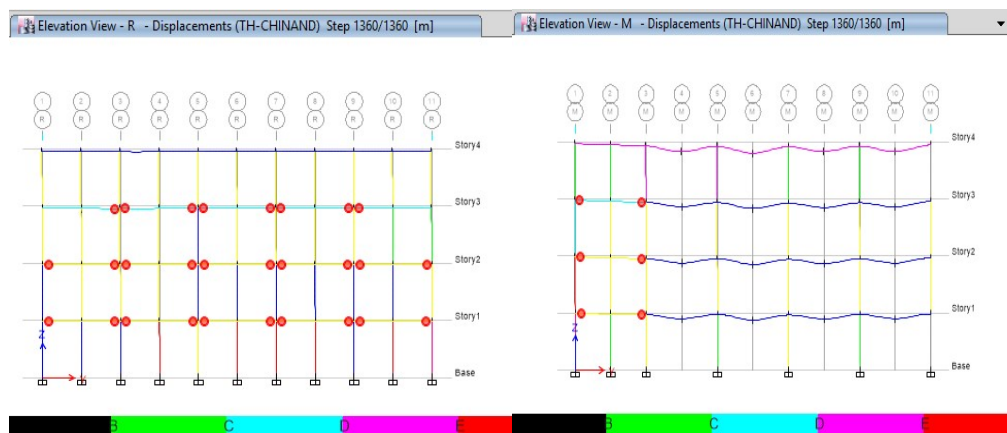
Gráficas 14.20 b Distorsiones de entrepiso del EDF-2 Tipo A

d.) Resultados usando sismo de Chinandega 2016

i.) Patrón de rótulas en el EDF-2- Tipo A-sismo 2016



Gráficas 14.21 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 2016. Fuente Etabs 16.01

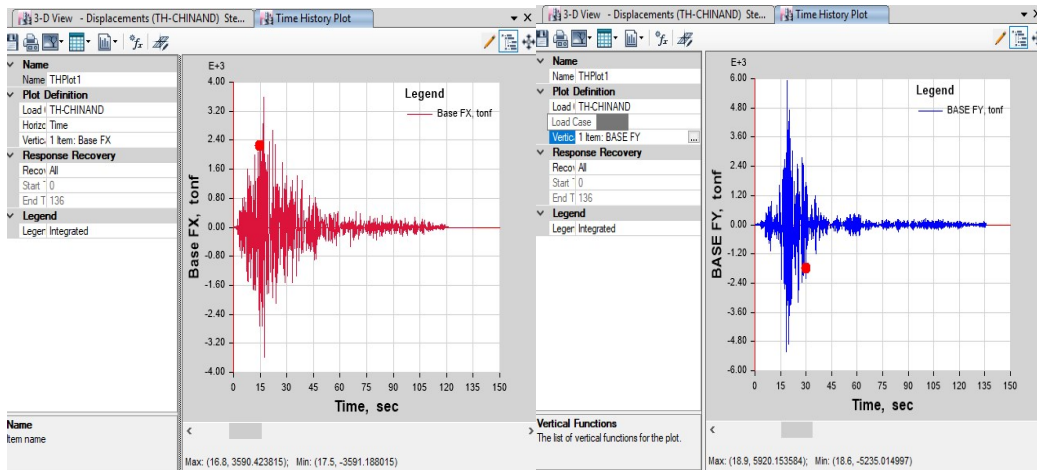


Gráficas 14.22 Patrón de Rótulas generadas por sismo de 2016, eje R (Izq.), eje M (der). Fuente Etabs 16.01

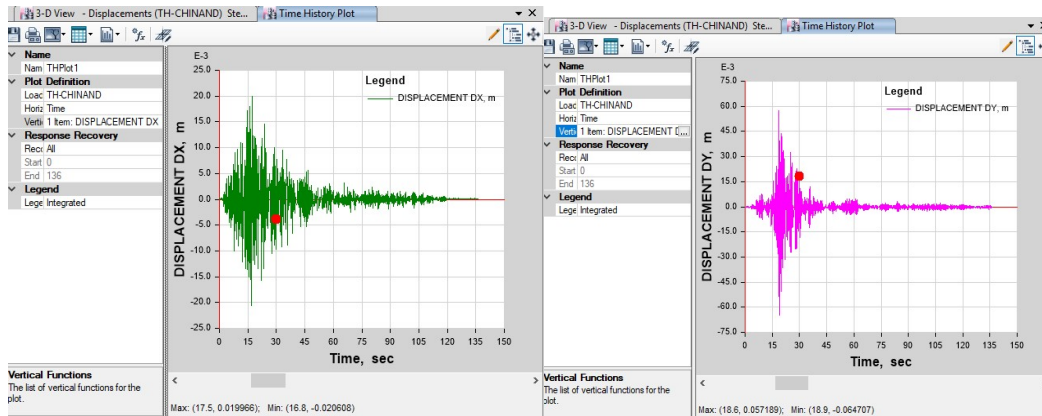
ii) Reacción en la base, aceleración y desplazamientos de EDF-2 Tipo A ante sismo de Chinandega

Tabla 14.10 Reacción en la base del EDF-2 Tipo A. Con sismo de 2016

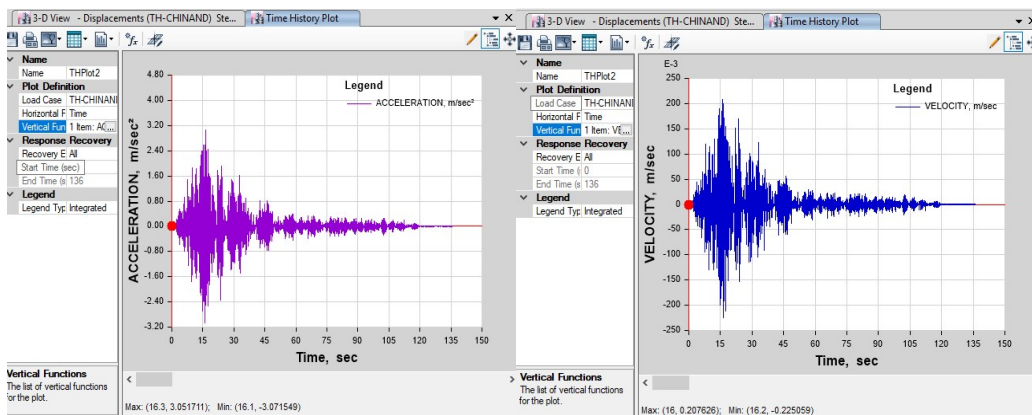
| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|---------|-----------|-----------|-------------|---------|------------|---|---|---|
| Load Case/Combo | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | X | Y | Z |
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | m | m | m |
| TH-CHINAND Max | 3590.42 | 5920.1536 | 7336.8672 | 196625.2743 | -244074 | 224009.051 | 0 | 0 | 0 |
| TH-CHINAND Min | -3591.2 | -5235.015 | 7300.4521 | 62443.8871 | -320401 | -202041.98 | 0 | 0 | 0 |



Gráfica 14.23 a. Reacción en la base “Dx” (izq.) y b. Reacción en la base “Dy” (der.) generada por sismo de Chinandega en EDF-2 Tipo A



Gráfica 14.24 a. Desplazamientos “Dx” (izq.) y b. Desplazamientos “DY” (der.) generada por sismo de 2016



Gráfica 14.25 a. Aceleración m/s^2 (izq.) y b. Velocidad m/s (der.) generada por sismo de 2016

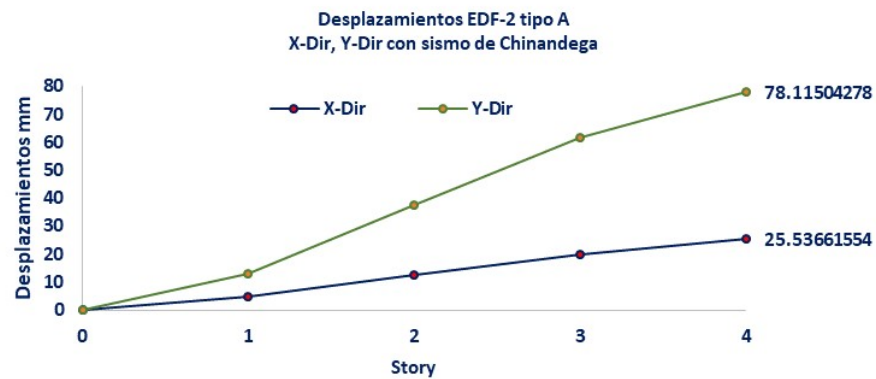
vi.) Distorsiones de entrepiso y desplazamientos del EDF-2 tipo A con sismo de Chinandega

Tabla 14.11 Desplazamientos

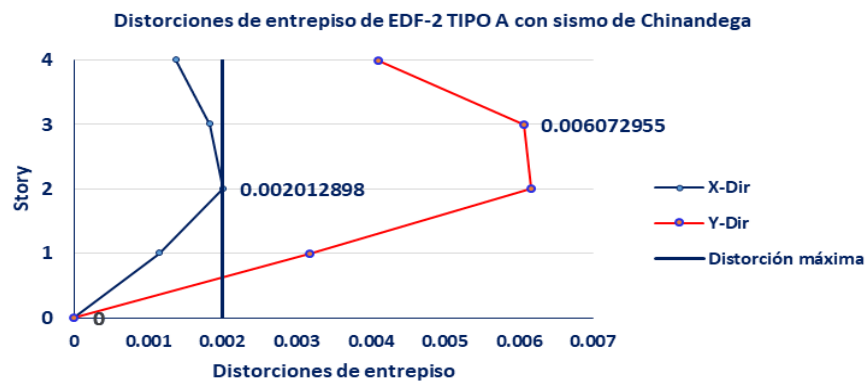
| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|-----------|-----------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | m | m |
| Story4 | 16 | Top | 0.0255366 | 0.078115 |
| Story3 | 12 | Top | 0.0200198 | 0.0616977 |
| Story2 | 8 | Top | 0.0126872 | 0.0374058 |
| Story1 | 4 | Top | 0.0046357 | 0.0127433 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 14.12 Derivas de entrepiso

| TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|----------|---------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | | |
| Story4 | 16 | Top | 0.001379 | 0.0041 |
| Story3 | 12 | Top | 0.001833 | 0.00607 |
| Story2 | 8 | Top | 0.002013 | 0.00617 |
| Story1 | 4 | Top | 0.001159 | 0.00319 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |



Gráficas 14.27 Desplazamientos del EDF-2 con sismo Chinandega



Gráfica 14.28 Distorsiones de entrepiso de EDF-2 generadas sismo Chinandega.

ANÁLISIS COMPARATIVOS, DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISOS DE LOS EDIFICIOS EN ANÁLISIS

a) Edificio 1—EDF-1

Se tomaron los desplazamientos máximos en dirección “Y” generado por cada sismo y se determinó el desplazamiento promedio máximo, para ser comparado con los desplazamientos en estado límite de servicio del método lineal.

Tabla 15.1 Desplazamientos de EDF-1 por cada evento sísmico

| TABLE: Story Max/Avg Displacements | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------|-------------------|------------|
| Sismo por año | 2000 | | 2016 | | 1972 | | 2005 | | Despl-Max | Despl-elastc | Diferencia |
| Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | Promedio | Métod- estático L | Porcentual |
| Story | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0% |
| 1 | 3.190 | 6.192 | 3.044 | 6.200 | 6.159 | 6.067 | 2.854 | 6.821 | 6.320 | 4.562 | 39% |
| 2 | 7.752 | 18.111 | 7.294 | 16.500 | 13.902 | 17.667 | 6.871 | 19.771 | 18.012 | 11.488 | 57% |
| 3 | 10.902 | 26.660 | 10.343 | 23.420 | 17.893 | 25.398 | 9.673 | 28.110 | 25.897 | 18.234 | 42% |
| 4 | 12.939 | 30.027 | 12.439 | 26.310 | 19.937 | 28.239 | 11.505 | 31.185 | 28.940 | 24.112 | 20% |

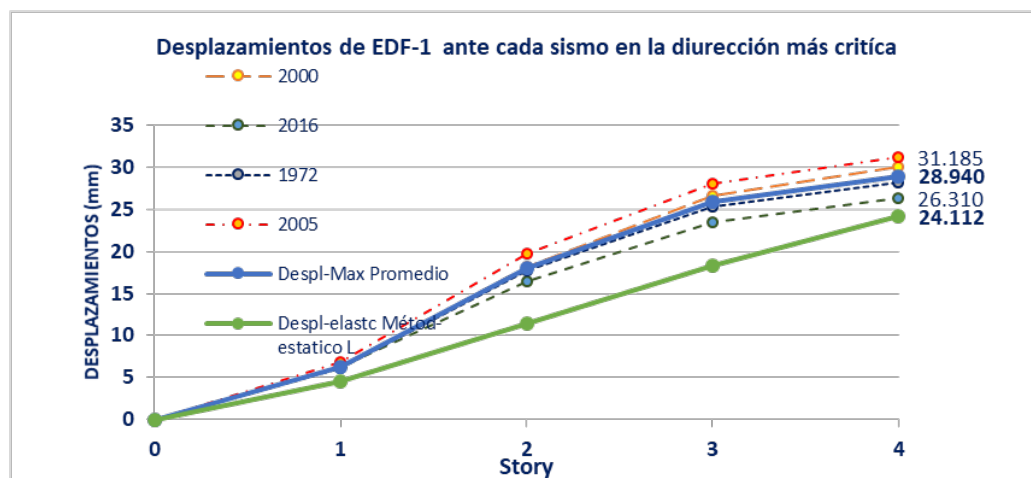


Gráfico 15.1 Desplazamientos Comparativos de EDF-1, Desplazamiento Max promedio VS desplazamiento elástico estático

La gráfica 15.1 muestra una diferencia entre el análisis lineal y un análisis no lineal, dicha diferencia en términos porcentuales para el nivel 1, es de 39% de los desplazamientos correspondientes en dicho nivel, para el nivel 2 con el 57%, siendo dicho nivel el de mayor diferencia comparativa, la degradación de las rótulas en cada viga es total y en ambas direcciones para dicho nivel, en relación a los pisos 3 y 4 se generaron diferencias de 42% y 20%.

b) Edificio 2 – EDF-2 Tipo A

Tabla 15.2 Desplazamientos Máximos generados por sismos Vs Desplazamientos en estado límites de servicios por Método estático en EDF-2 Tipo A

| Sismo Dir | 2016 Chinandega Y-Dir | 1972 Managua Y-Dir | 2000 Masaya Y-Dir | 2005 Rivas Y-Dir | Sismos Max Promedio Y-Dir | Método Estático Y-Dir | Diferencia absoluta Y-Dir | Dif- porcentual % |
|-----------|-----------------------|--------------------|-------------------|------------------|---------------------------|-----------------------|---------------------------|-------------------|
| Story | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | % |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 1 | 12.74325047 | 11.97294685 | 13.40812 | 11.039 | 12 | 8.3 | 3.991 | 48% |
| 2 | 37.40584531 | 35.1199773 | 38.83402 | 32.237 | 36 | 27.7 | 8.199 | 30% |
| 3 | 61.69766463 | 57.47118131 | 63.06106 | 54.234 | 59 | 42 | 17.116 | 41% |
| 4 | 78.11504278 | 71.7707513 | 80.49306 | 71.024 | 75 | 51 | 24.351 | 48% |

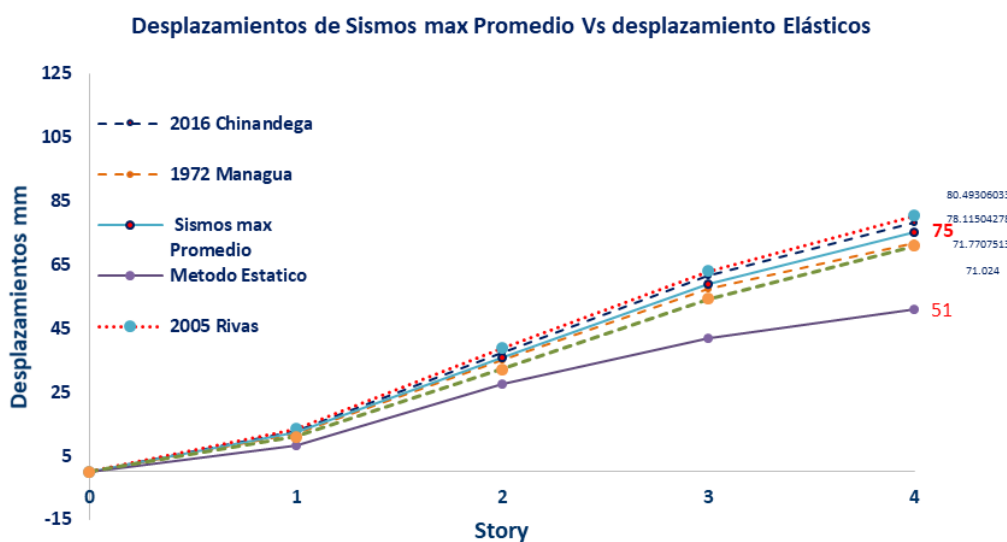


Gráfico 15.2 Desplazamientos Comparativos de EDF-2 Tipo A, Desplazamiento Max promedio VS desplazamiento en rango lineal.

Se generó un desplazamiento máximo promedio de los sismos en análisis para ser comparados con los desplazamientos elástico generados por un análisis estático lineal, en el rango elástico, en los resultados comparativos se muestra que existe una marcada diferencia de los desplazamientos, cuando la estructura presenta asimetría, dichas diferencias generan valores porcentuales de 48% en el nivel 1, 30% en el nivel 2 ,41% en el nivel 3 y 48% en el nivel 4, como lo muestra la tabla 15.2 para el EDF-2, dichos desplazamientos provocan en la estructura la degradación de las rótulas de los elementos vigas, más del 60% de dichos elementos incurren en el rango inelástico, ocasionando el colapso de esta.

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA EDF-2 TIPO B CON SISMO DE 2016

Para el análisis de la configuración del EDF-2 tipo B, se consideró el sismo de 2016, Los valores de desplazamientos y Distorsiones de entrepiso obtenidos en el análisis se muestran a continuación:

Tabla 16.1 desplazamientos

| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|----------------|----------|-------------|-------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.039534073 | 0.057449525 |
| Story3 | 12 | Top | 0.034844509 | 0.048253815 |
| Story2 | 8 | Top | 0.025175836 | 0.033844139 |
| Story1 | 4 | Top | 0.010600487 | 0.014207 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Tabla 16.2 Distorsiones de entrepiso

| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|----------------|----------|-------------|-------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.001172391 | 0.002298927 |
| Story3 | 12 | Top | 0.002417168 | 0.003635077 |
| Story2 | 8 | Top | 0.003643837 | 0.00491248 |
| Story1 | 4 | Top | 0.002650122 | 0.00355175 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

La gráfica de los resultados obtenidos del análisis Time History del EDF-2 TIPO B puede visualizarlo en el anexos 25 y 26 del EDF-2 Tipo B

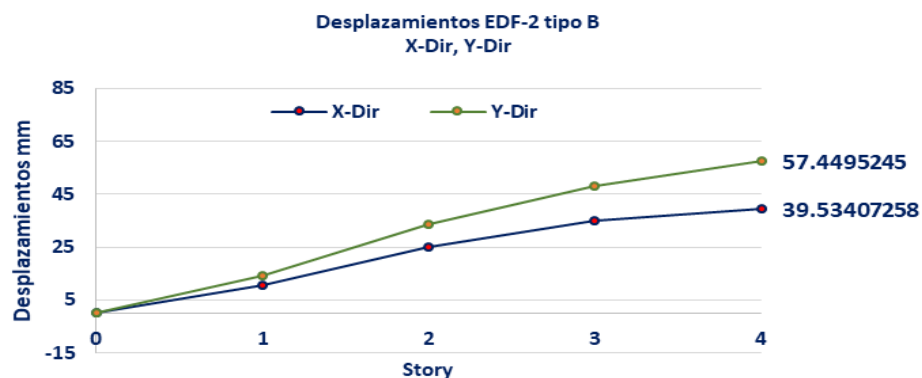


Gráfico 16.1 Desplazamientos de EDF-2 Tipo B

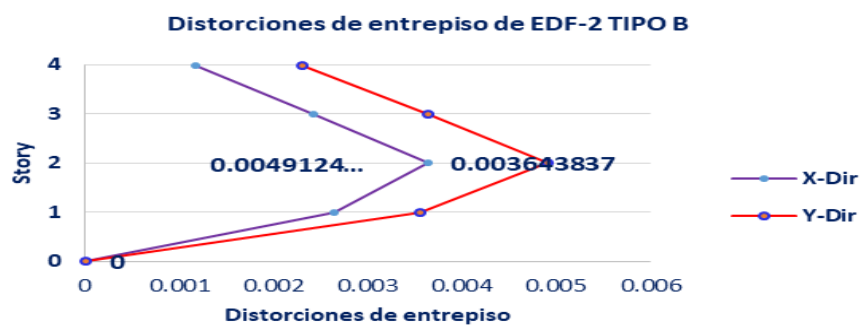


Gráfico 16.2 Distorsiones de entrepiso de EDF-2 Tipo B

Tabla 16.3 Valores comparativos del EDF-2 Tipo B obtenidos del análisis Time History Vs el análisis por Método lineal

| TABLE: Story Response | | | POR TIME HISTORY | | POR MÉTODO LINEAL | | DIFERENCIA PORCENTUAL | |
|-----------------------|-----------|----------|------------------|-------------|-------------------|----------|-----------------------|-------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir | Dir X | Dir Y | Dir X | Dir Y |
| | m | | mm | mm | mm | mm | % | % |
| Story4 | 16 | Top | 39.53407258 | 57.4495245 | 26.662 | 34.12736 | 48.28% | 68.3% |
| Story3 | 12 | Top | 34.84450934 | 48.25381458 | 22.142 | 28.34176 | 57.37% | 70.3% |
| Story2 | 8 | Top | 25.17583617 | 33.84413903 | 15.346 | 19.64288 | 64.05% | 72.3% |
| Story1 | 4 | Top | 10.60048664 | 14.2070002 | 6.516 | 8.34048 | 62.68% | 70.3% |

La gráfica de los resultados obtenidos del análisis Time History del EDF-2 TIPO B puede visualizarlo en los anexos 20.78 del EDF-2 Tipo B

Análisis de la estructura edf-1, edf-2 –tipo a y tipo b.

| EDF-2 configuración | Regularidad estructural | Excentricidad (es) | Factor de Penalización | Factor Q | Factor red. Q' | % de Reducción del factor Q | Diferencia porcentual por métodos lineal y no lineal | | | |
|---------------------|-------------------------|--------------------|------------------------|----------|----------------|-----------------------------|--|---------|---------|---------|
| | | | | | | | Story 1 | Story 2 | Story 3 | Story 4 |
| A | Irregular | es >10 % | 0.8 | 2 | 1.6 | 20% | 48% | 30% | 41% | 48% |
| B | Irregular | es < 10% | 0.9 | 2 | 1.8 | 10% | 70.3% | 72.3% | 70.3% | 68.3% |
| EDF-1 | Regularidad | -- | - | 2 | 2 | - | 39% | 57% | 42% | 20% |

Los reglamentos admiten que el comportamiento de las estructuras ante temblores moderados y severos rebase el intervalo lineal, y de esta manera se pueda disipar gran parte de la energía introducida por el sismo; por tanto, se permite que las estructuras se diseñen para resistencias muy inferiores a las necesarias para mantenerlas en su intervalo elástico-lineal.

El EDF-1 es regular, el factor “Q” no fue penalizo dada su regularidad geométrica. Al someter la estructura a los diferentes sismos en análisis se generan resultados en los que la media de desplazamientos inelásticos obtenidos por cada sismo ante los desplazamientos lineales, genera diferencias porcentuales superiores a un 20%, como se muestra en la gráfica 13.24, la estructura en los niveles 1 ,2 y 3 presenta degradación total de sus elementos y estos incursionan al rango inelástico con un desplazamiento de 31mm.

El EDF-2 TIPO A es una estructura irregular, su factor de ductilidad fue penalizado con 0.8, lo que equivale a un 20% de reducción al factor “Q”, al realizar un análisis en el rango no lineal los desplazamientos obtenidos antes

los desplazamientos en el rango lineal generan diferencias en términos porcentuales mayores a un 30%.

EDF-2 Tipo B, El valor de los desplazamientos obtenidos en esta configuración en términos porcentuales refleja una diferencia mayor del 70% en relación al análisis lineal, dicho resultados son mayores que los obtenidos del EDF-2 Tipo A. Cabe señalar que los desplazamientos en esta configuración son menores que los obtenidos en la configuración tipo A, sin embargo, al comparar los métodos los porcentajes obtenidos en dicho análisis son mucho mayores que las diferencias porcentuales de la estructura Tipo A.

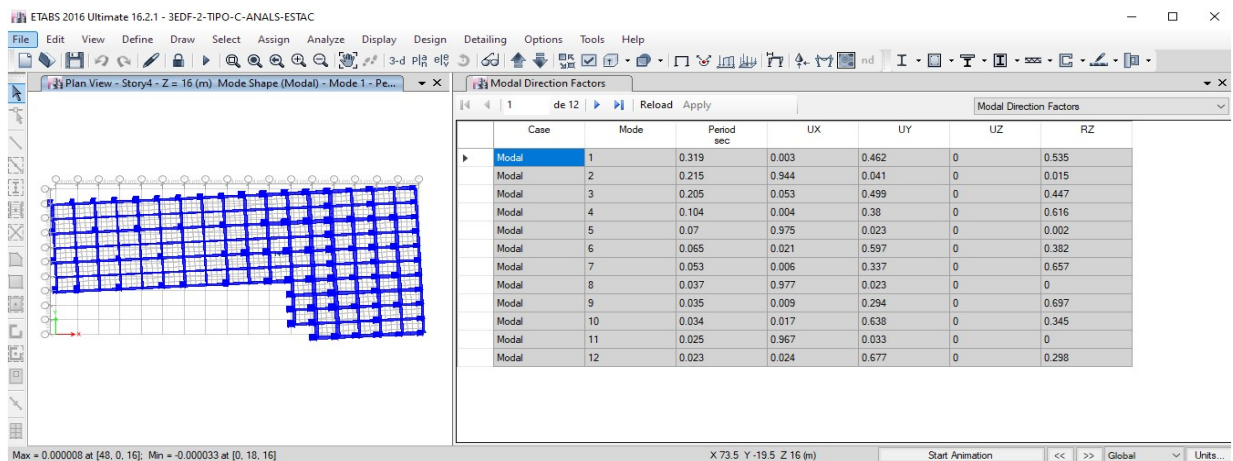
En la estructura tipo B el factor “Q” fue penalizado con un 0.9, debido a la Irregularidad de la planta, su excentricidad es menor del 10% dada la disposición aplicada de sus elementos estructurales, sin embargo con la aplicación del valor de penalización se genera un mayor incremento porcentual de diferencia entre los dos métodos de análisis, esto indicar que la estructura presenta un alto grado de comportamiento inelástico adecuado, esto sin embargo en términos estructurales suele ser adecuado, pero en términos económicos encárese considerablemente el valor de la estructura.

XVII. ANÁLISIS DE LA CONFIGURACIÓN EDF-2 TIPO C

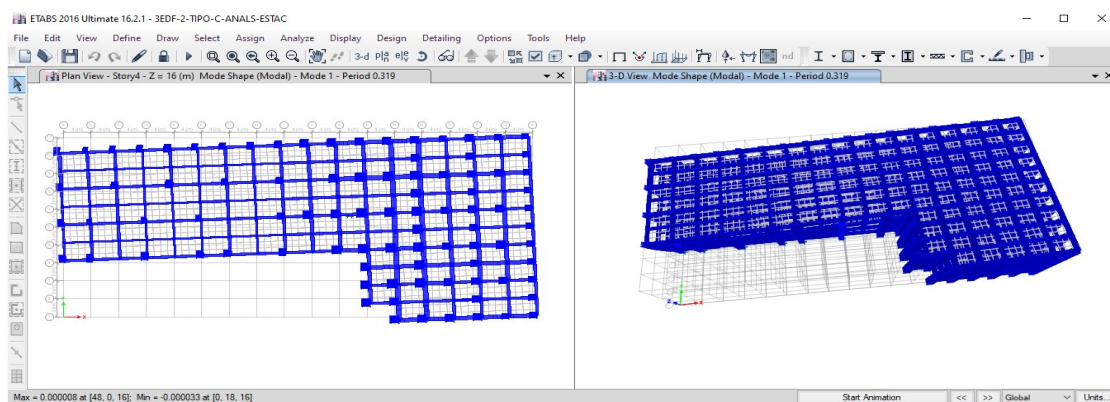
a) Detalles generales de la Configuración Tipo C

La Configuración Tipo C es una estructura que presenta irregularidad en planta, su primer modo de vibración lo realiza con periodo de 0.319 seg, con un 54% de masa participativa en el eje de la Z, siendo por lo tanto su primer modo torsional, haciendo que sea clasificada como estructura con torsión dominante. Se aumentaron secciones transversales tanto verticales como horizontales muy próximas al centro de rigidez con el fin de generar un primer modo torsional.

Modal Direction Factors



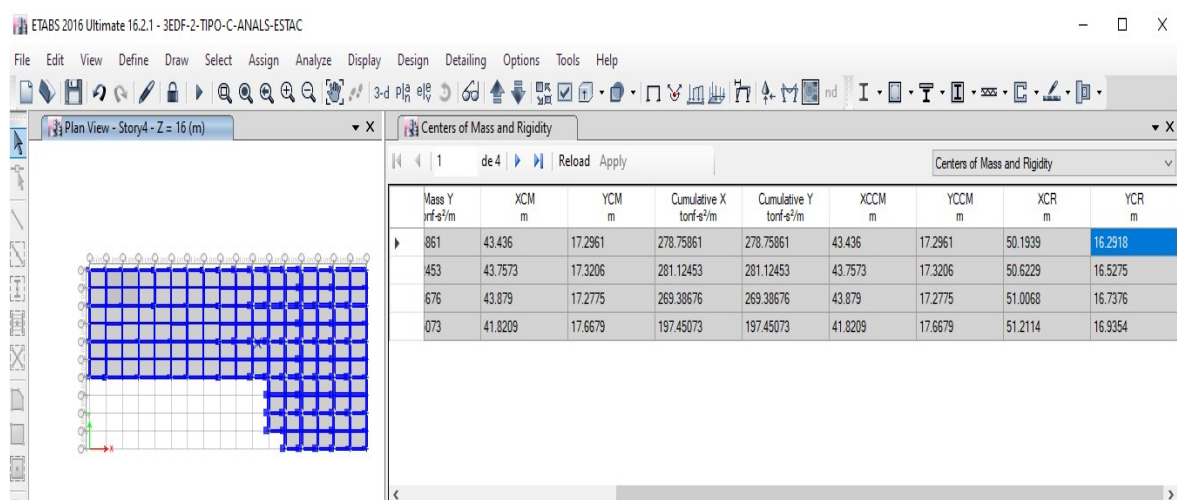
Gráfica 17.1 a. Primer modo de Vibración de la EDF-2 Tipo C (izq), b. factor de dirección modal en la estructura EDF-2-Tipo C (der)..fuente : ETABS 16.01



Gráfica17.2 Vista en planta story 4 del EDF-2 tipo C. a. (Izq).Primer modo de vibración de la estructura b.(der)

b) Detalles del análisis estático lineal.

Centro de masa y centro de Rigidez del EDF-2 Tipo C



Gráfica17.3 centro de masa y centro de Rigidez de la estructura

Tabla 17.1 Centro de masa de EDF-2 Tipo C,

Tabla 17.2 Centro de rigidez de EDF-2 Tipo

C

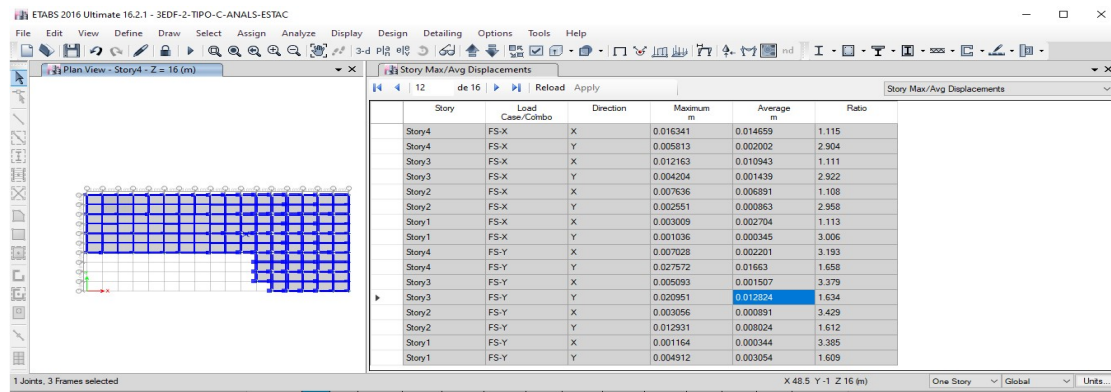
| Centro de Masa de la estructura | | |
|---------------------------------|---------|---------|
| Niveles | Xcg | Ycg |
| Azotea | 41.8209 | 17.6679 |
| Nivel III | 43.879 | 17.2775 |
| Nivel II | 43.7573 | 17.3206 |
| Nivel I | 43.436 | 17.2961 |

| Centro de Rigidez | | |
|-------------------|---------|---------|
| Niveles | XCR | YCR |
| Azotea | 51.2114 | 16.9354 |
| Nivel III | 50.6229 | 16.7376 |
| Nivel II | 51.0068 | 16.5275 |
| Nivel I | 51.2114 | 16.2918 |

Tabla 17.3 Excentricidad estática de EDF-2 Tipo C

| Excentricidad Estática | | | RNC07 |
|------------------------|-----|-------|---------------|
| Niveles | esx | esy | es>10%b EJE X |
| Azotea | 9.4 | -0.73 | IRREGULAR |
| Nivel III | 7 | -0.54 | IRREGULAR |
| Nivel II | 7.2 | -0.79 | IRREGULAR |
| Nivel I | 7.8 | -1.00 | IRREGULAR |

Desplazamientos por método estático lineal.



Grafica 17.4 Desplazamientos del cálculo estructural usando ETABS.16.01

Tabla 17.4 Máximos Desplazamientos (δx_T y δy_T) por método estático del EDF-2-Tipo C

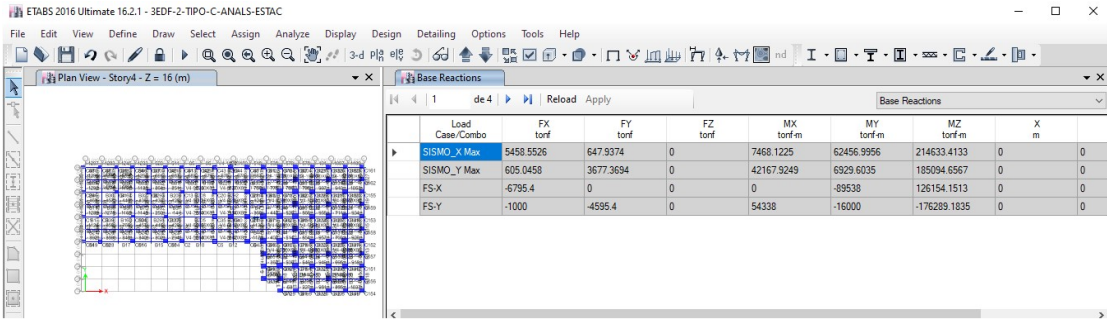
| Desplazamientos máximos en condiciones de servicios con Fx y Fy en DX Y DY | | | | | | | | |
|--|--------|----------------|----------|-------|---------|----------|-------|-----------------------|
| Ω = 2 | | Q*Q/2.5 = 1.28 | | | | | | |
| Q 1.6 | | | | | | | | |
| Nivel | hi(mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | Norma - RNC07 (0.002) |
| IV | 4000 | 16.343 | 20.9190 | 0.001 | 27.585 | 35.3088 | 0.002 | ok |
| III | 4000 | 12.163 | 15.5686 | 0.001 | 20.954 | 26.82112 | 0.002 | ok |
| II | 4000 | 7.636 | 9.7741 | 0.001 | 12.931 | 16.55168 | 0.002 | ok |
| I | 4000 | 3.009 | 3.8515 | 0.001 | 4.913 | 6.28864 | 0.001 | ok |

Tabla 17.5 modos y periodo de la estructura EDF-2 tipo C

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|--------|--------|-------|----|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX | RY | RZ | Sum RX | Sum RY | Sum RZ |
| | | sec | | | | | | | | | | | | |
| Modal | 1 | 0.319 | 0.0021 | 0.359 | 0 | 0.002 | 0.3592 | 0 | 0.153 | 0.0008 | 0.442 | 0.1529 | 8E-04 | 0.442 |
| Modal | 2 | 0.215 | 0.7695 | 0.033 | 0 | 0.772 | 0.3924 | 0 | 0.012 | 0.2694 | 0.0125 | 0.1652 | 0.27 | 0.455 |
| Modal | 3 | 0.205 | 0.0432 | 0.409 | 0 | 0.815 | 0.801 | 0 | 0.137 | 0.0153 | 0.3465 | 0.3024 | 0.286 | 0.801 |
| Modal | 4 | 0.104 | 0.0002 | 0.051 | 0 | 0.815 | 0.8523 | 0 | 0.186 | 0.0024 | 0.0834 | 0.4885 | 0.288 | 0.885 |
| Modal | 5 | 0.07 | 0.1162 | 0.003 | 0 | 0.931 | 0.855 | 0 | 0.012 | 0.5218 | 0.0002 | 0.5003 | 0.81 | 0.885 |
| Modal | 6 | 0.065 | 0.0027 | 0.076 | 0 | 0.934 | 0.9308 | 0 | 0.324 | 0.0108 | 0.0443 | 0.8245 | 0.821 | 0.929 |
| Modal | 7 | 0.053 | 0.0001 | 0.018 | 0 | 0.934 | 0.9488 | 0 | 0.042 | 0.0003 | 0.0343 | 0.8665 | 0.821 | 0.963 |
| Modal | 8 | 0.037 | 0.0479 | 0.001 | 0 | 0.982 | 0.9499 | 0 | 0.003 | 0.1227 | 7E-07 | 0.8691 | 0.943 | 0.963 |
| Modal | 9 | 0.035 | 0.0002 | 0.007 | 0 | 0.982 | 0.9568 | 0 | 0.021 | 0.0006 | 0.0142 | 0.8902 | 0.944 | 0.977 |
| Modal | 10 | 0.034 | 0.0009 | 0.031 | 0 | 0.983 | 0.9878 | 0 | 0.071 | 0.0022 | 0.0174 | 0.9606 | 0.946 | 0.995 |
| Modal | 11 | 0.025 | 0.0166 | 6E-04 | 0 | 1 | 0.9884 | 0 | 0.002 | 0.0525 | 0 | 0.9625 | 0.999 | 0.995 |
| Modal | 12 | 0.023 | 0.0004 | 0.012 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0.038 | 0.0013 | 0.0053 | 1 | 1 | 1 |

Debido a la irregularidad geométrica que plantea el artículo 23 inciso 4 y la irregularidad por excentricidad torsional del inciso 12 según el RNC07, la

estructura Tipo C al igual que el edificio Tipo A deberá de multiplicarse su factor de ductilidad “Q” con 0.8 , la diferencia entre ambas configuraciones es que la configuración Tipo “A” no presenta torsión dominante, sin embargo la configuración “Tipo C” a un que es penalizada por el reglamento con el mismo valor que la estructura tipo A, esta presenta mayor masa participativa en su primer modo de vibración siendo este torsional.



Grafica 17.5 Cortante estático y Cortante Dinámico

Tabla 17.6 Cortante basal estático.

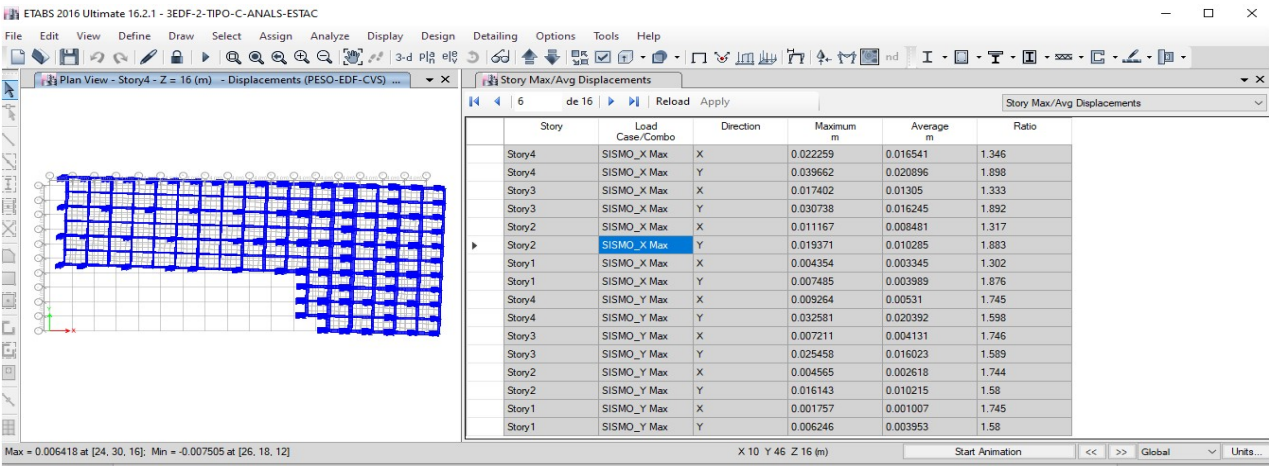
| TABLE: Base Reactions | | | | | | | | | |
|-----------------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|-----|-----|-----|
| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| FS-X | -6795.4 | 0 | 0 | 0 | -89538 | 126154 | 0 | 0 | 0 |
| FS-Y | -1000 | -4595.4 | 0 | 54338 | -16000 | -176289 | 0 | 0 | 0 |

Tabla 17.7 Cortante basal dinámico

| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|-----------------|---------|-----------|---------|------------|------------|-----------|-----|-----|-----|
| SÍSMO_X Max | 5458.55 | 647.9374 | 0 | 7468.1225 | 62456.9956 | 214633 | 0 | 0 | 0 |
| SÍSMO_Y Max | 605.046 | 3677.3694 | 0 | 42167.9249 | 6929.6035 | 185095 | 0 | 0 | 0 |

El valor del cortante dinámico es superior al 80% del cortante estático como lo estipula el RNC07 en su artículo 32.

Desplazamientos lineales del análisis estructural con Sísmo en Dx Y Dy

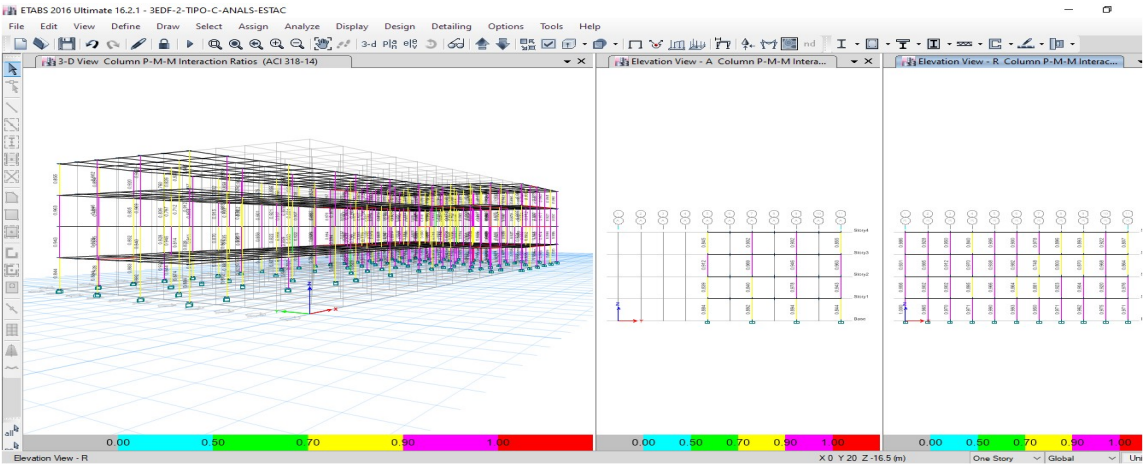


Grafica 17.6 Fuente: Datos tomados de ETABS 16.01

Tabla 17.8 Máximos Desplazamientos (δx_T y δy_T) por método Espectral Dinámico del EDF-2-Tipo C

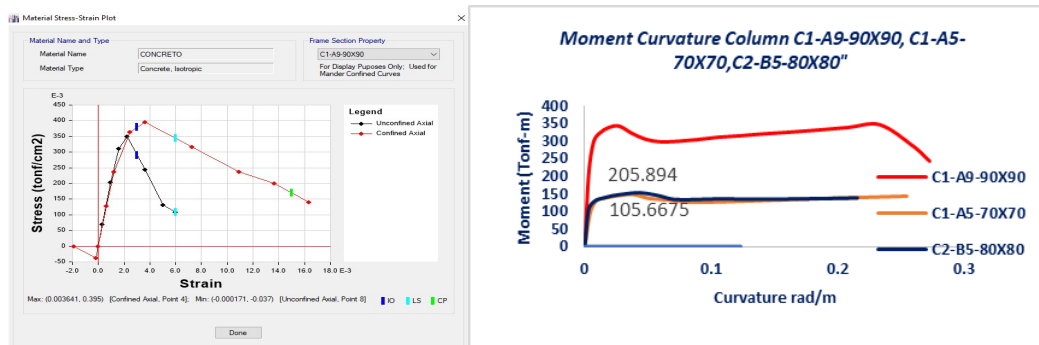
| Desplazamientos máximos en condiciones de servicios | | | | | | | | |
|---|--------|---------------------------|------------------|-------------|-----------------|------------------|-------------|-----------------------|
| $\Omega = 2$ | | $Q^* \Omega / 2.5 = 1.28$ | | | | | | |
| $Q = 1.6$ | | | | | | | | |
| | | | | | | | | Norma - RNC07 (0.002) |
| Nivel | hi(mm) | δx (mm) | δxT (mm) | ΔxT | δy (mm) | δyT (mm) | ΔyT | |
| IV | 4000 | 22.259 | 28.49152 | 0.001 | 32.581 | 41.70368 | 0.002 | Ok |
| III | 4000 | 17.402 | 22.27456 | 0.002 | 25.458 | 32.58624 | 0.002 | ok |
| II | 4000 | 11.167 | 14.29376 | 0.002 | 16.143 | 20.66304 | 0.00 | ok |
| I | 4000 | 4.354 | 5.57312 | 0.001 | 6.246 | 7.99488 | 0.002 | ok |

Diseño de la configuración tipo C, Con un $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

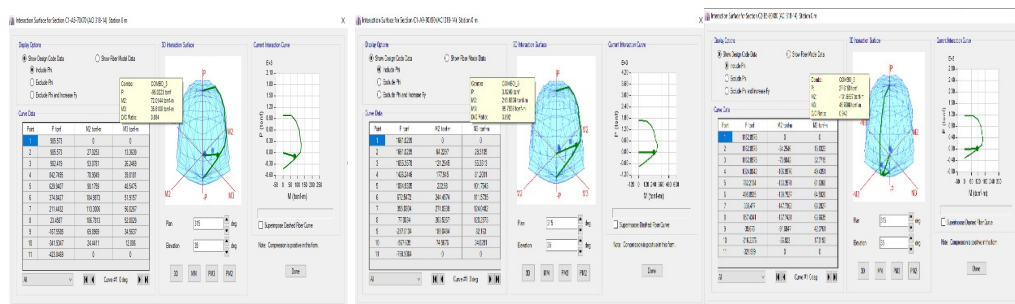


Grafica 17.7 Vista del EDF-2 Tipo C, Demanda Capacidad de los elementos de la estructura

a) Consideraciones Generales para el análisis no lineal



Gráfica 17.11 Esfuerzo deformación para concreto armado (modelo de Mander) para $f'_c = 350$ confinado y no confinado y momento curvatura del elemento C1-A9-90x90, C1-A5-70x70 Y C2-B5-80x80.



Gráfica 17.8 Diagrama interacción de elementos del EDF-2-Tipo C

b) Modelo de comportamiento para los elementos en el Análisis no lineal

Se definieron las rótulas plásticas por flexión para vigas usando la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, la fuerza cortante que actúa sobre las vigas se obtiene del diseño, se verifico el refuerzo transversal conforme, la relación de cuantías se obtienen del diseño de la estructura para poder obtener y verificar los parámetros para cada viga.

Viga:

Viga T1-40x80-A5

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) = \frac{0.85 * 0.85 * 350 \frac{kgf}{cm^2}}{4200 \frac{kgf}{cm^2}} \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.0354$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b * d} = \frac{60.5 cm^2}{40 cm * 80 cm} = 0.0189$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{53.5 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}} = 0.0167$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0167 - 0.0189}{0.0354} = -0.0621 \leq 0.0$$

Requerimiento por Reforzamiento transversal

$$s = 15 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \text{ ----- } s \leq 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto es C ----- Conforming

Por cortante

$$V_{\text{diseño para la viga}} = 75.8989 \text{ Kg} = 0.74413 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{\text{diseño}}}{b * d * \sqrt{f'c}} = \frac{0.744313 \text{ MN}}{0.4 * 0.8 * \sqrt{34.3233 \text{ Mpa}}} = 0.397 < 3(0.25)$$

Gráfica 17.9 Definición de Rótula Plástica por flexión en la viga T1-40x80-A5 en EDF2-Tipo C ETABS 16.01

La Figura 17.10 muestra los parámetros de definición de la rótula plástica por flexión y deformación controlada de la viga: T1-40x80-A5 extremo izquierdo. El valor 157.29 tonf-m corresponde al momento de fluencia positivo ($A_s=53.5 \text{ cm}^2$) y 163.44 tonf-m al momento de fluencia negativo ($A_s=60.5 \text{ cm}^2$). Los valores de a, b y c de la Tabla 10-7 del ASCE 41-13 definen los puntos C, D y E, el tipo de Hysterisis aplicada Takeda

Hinge Property Data for B42H13 - Moment M3

Displacement Control Parameters

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E | -1 | -0.05 |
| D | -1 | -0.025 |
| C | -1 | -0.025 |
| B | -1 | 0 |
| A | 0 | 0 |
| B | 1 | 0 |
| C | 1 | 0.025 |
| D | 1 | 0.025 |
| E | 1 | 0.05 |

☐ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive: 157.29 Negative: 163.4461 tonf-m

☐ Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 1 Negative: 1

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive: 0.001 Negative: -0.001

☐ Life Safety Positive: 0.025 Negative: -0.025

☐ Collapse Prevention Positive: 0.05 Negative: -0.05

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length:

☒ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Takeda

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Gráfica 17.10 Diagrama Momento Rotación de la viga T1-40x80-A5

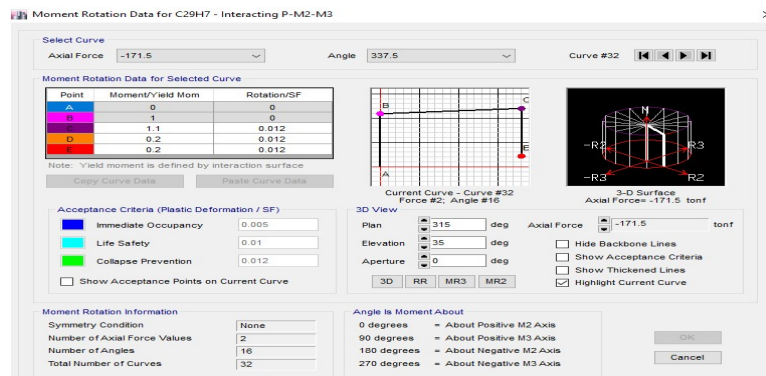
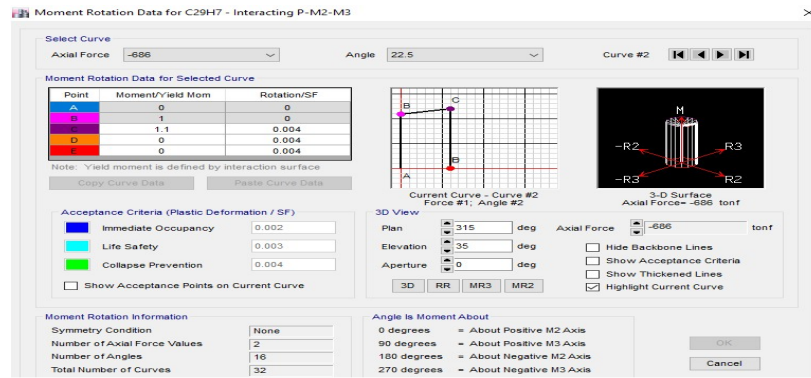
Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

| Conditions | Modeling Parameters ^a | | | Acceptance Criteria ^a | | |
|---|-----------------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------------------------|--------|-------|
| | Plastic Rotations Angle (radians) | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle (radians) | | |
| | a | b | | IO | LS | CP |
| Condition i. Beams controlled by flexure ^b | | | | | | |
| P_u/P_c | | | | | | |
| Transverse reinforcement ^c | | | | | | |
| ρ_{tr} | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 0.25 | 0.025 | 0.05 | 0.025 | 0.05 |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 0.25 | 0.02 | 0.04 | 0.02 | 0.04 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 (0.25) | 0.02 | 0.03 | 0.02 | 0.03 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 (0.5) | 0.015 | 0.02 | 0.005 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 (0.25) | 0.02 | 0.03 | 0.005 | 0.03 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 (0.5) | 0.01 | 0.015 | 0.0015 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 (0.25) | 0.01 | 0.015 | 0.005 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 (0.5) | 0.005 | 0.01 | 0.0015 | 0.01 |
| Condition ii. Beams controlled by shear ^b | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0015 | 0.01 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0015 | 0.005 |
| Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0015 | 0.01 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0015 | 0.005 |
| Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.03 | 0.01 | 0.02 |

NOTE: ^a f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^b Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^c Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^d "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 5/8 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^e V is the design shear force from NSP or NIDP.

Columna:

Las rótulas plásticas se definen usando la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, serán por flexo compresión y deformación controlada debido a que las cargas actuantes sobre la columna se encuentran en la zona por debajo del punto de falla balanceada como se muestra en la Figura 17.8 del diagrama de iteración garantizando un comportamiento dúctil.

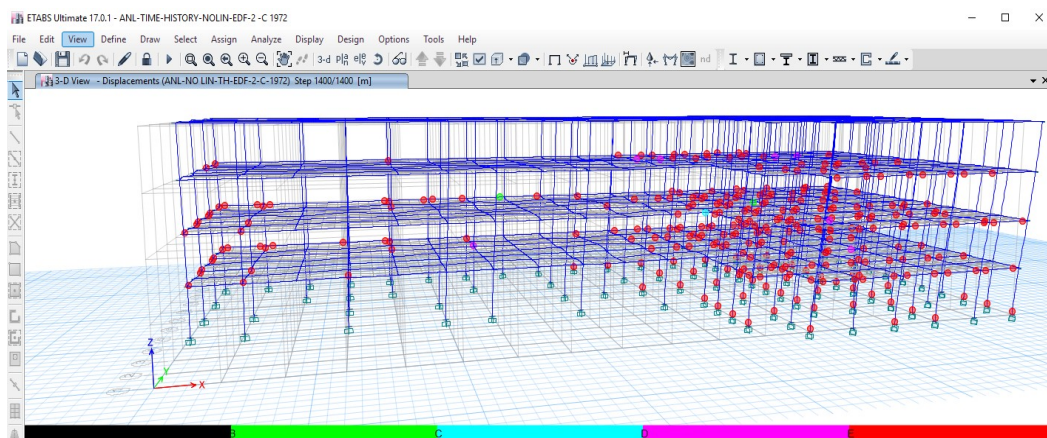


Gráfica 17.11 Hinge para columnas por flexo compresión en columnas

c) Resultados del Analisis Time History con cada sismo de uso, al EDF-2-Tipo C

Patron de rotulas plasticas del EDF-2 Tipo C ante sismo de 1972

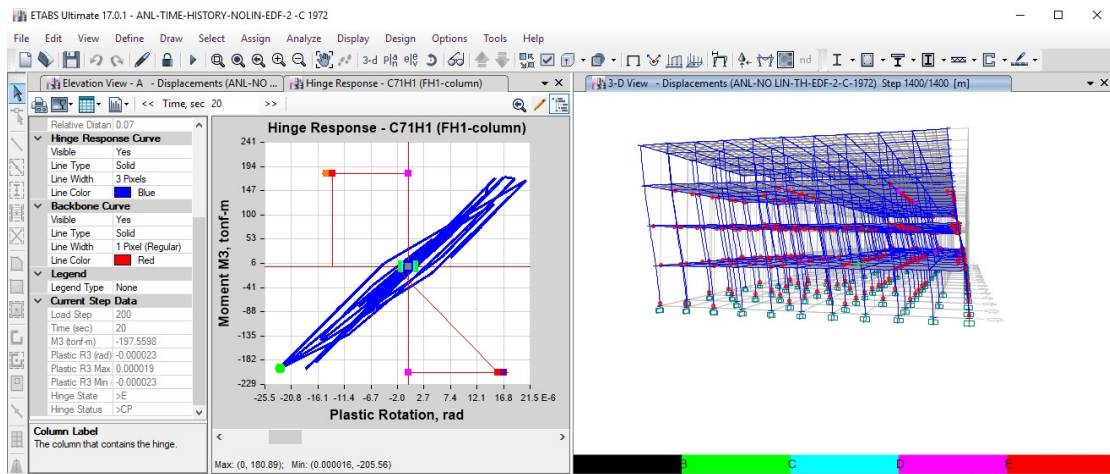
Sismo de managua



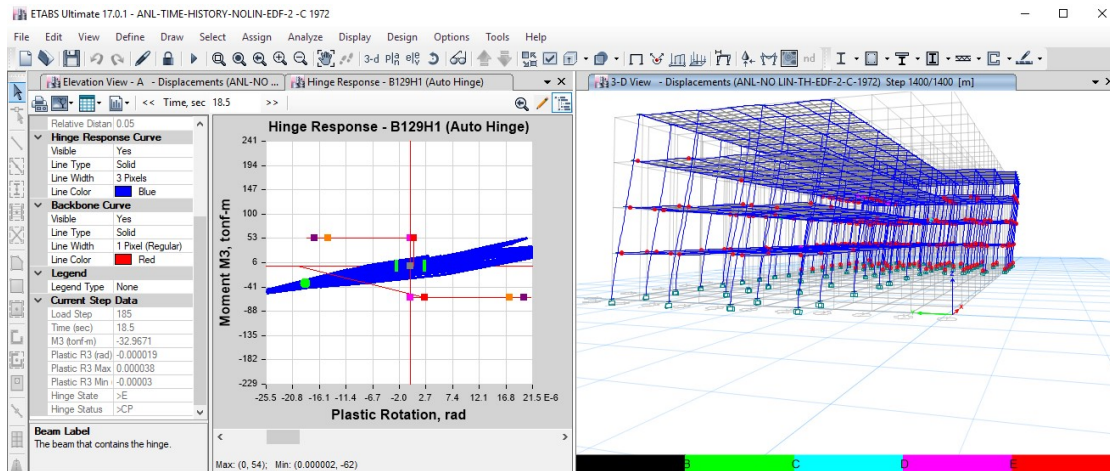
Gráfica 17.12 patrón de Rótulas plástica del EDF-2 ante sismo de 1972

La grafica muestra la degradación de los elementos de la estructura, sufren mayor degradación elemento cercano al centro de rigidez, en el primer nivel no sobrepasan del rango lineal los elementos de los ejes A, C-L. el

comportamiento de degradación en la zona de la estructura que presenta torsión es diferente al de una estructura regular como el caso de estructura (EDF-1) mostrada en la gráfica 13.11, y al de la estructura EDF-2 tipo A mostrada en la gráfica 14.2 que no presenta torsión, con el mismo sismo la degradación de la estructura se realiza sobre todo el perímetro de la misma en estructuras sin torsión.

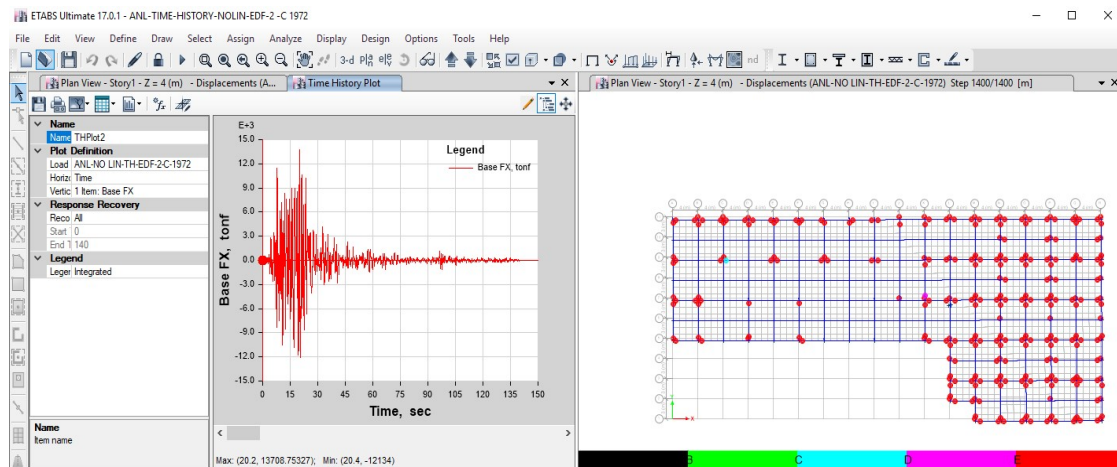


Gráfica 17.13 comportamiento Histerético de los elementos con degradación total con estado > al punto E

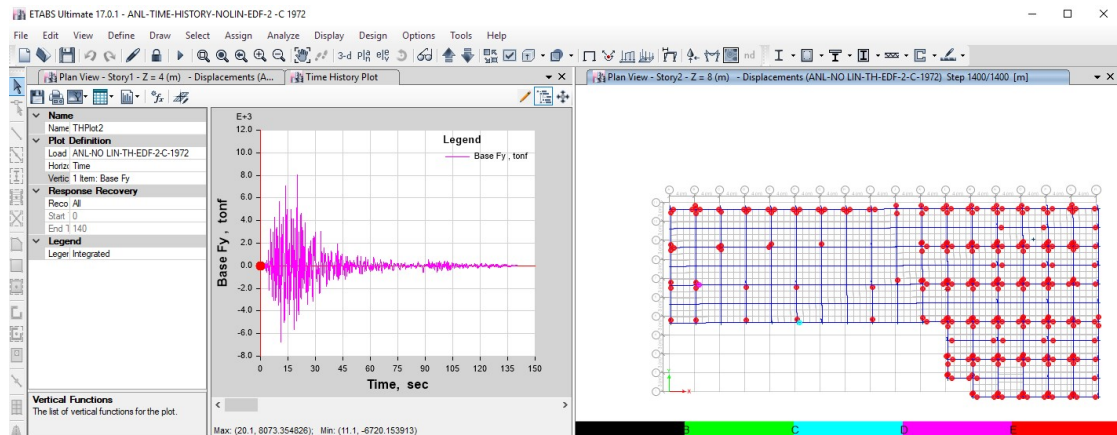


Gráfica 17.14 comportamiento Histerético de los elementos con degradación total con estado > al punto E

Reacción en la base del EDF-2 TIPO C ante sismo de 1972

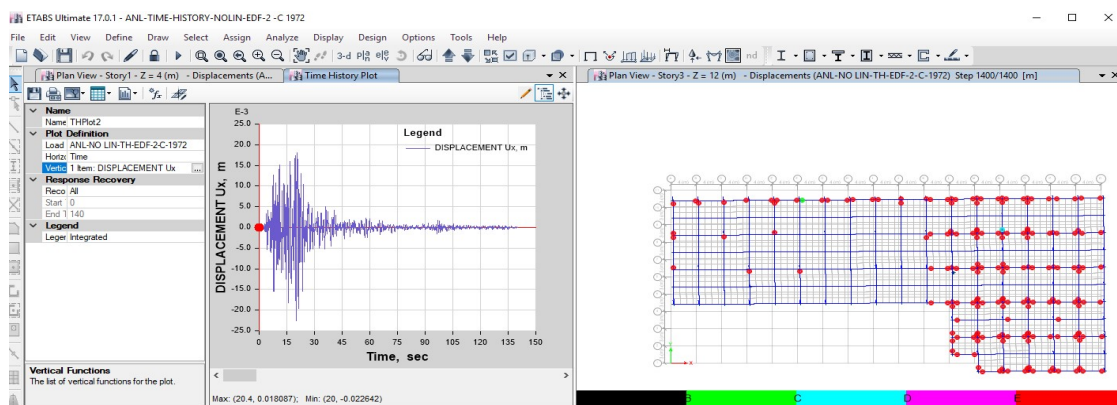


Gráfica 17.15 Reacción en la base en dirección Dx ante sismo de 1972

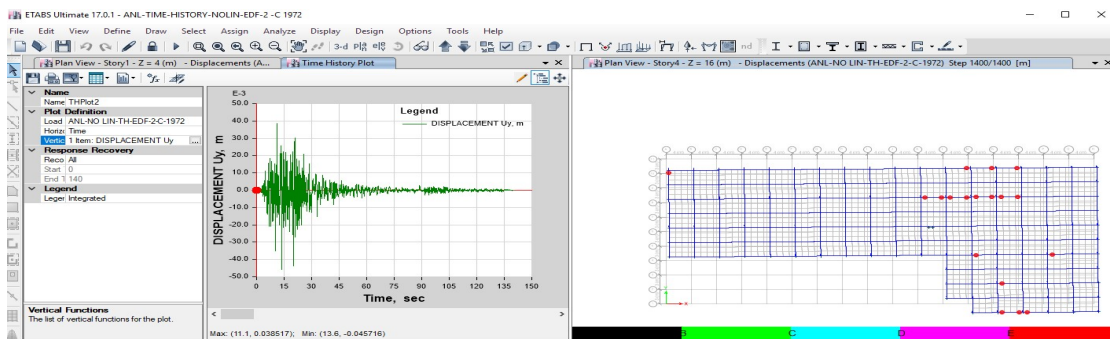


Gráfica 17.16 Reacción en la base en dirección Dy ante sismo de 1972

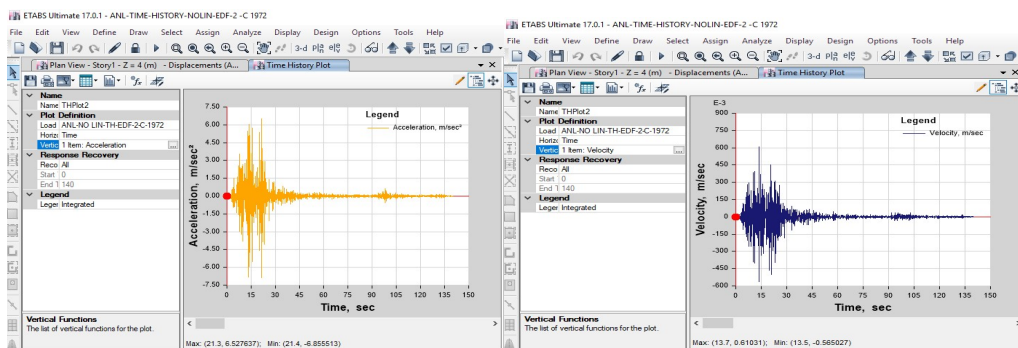
Desplazamientos máximos en el nivel 4 del EDF-2 TIPO C con sismo de 1972



Gráfica 17.17 Desplazamientos en dirección Dx antes sismo de 1972



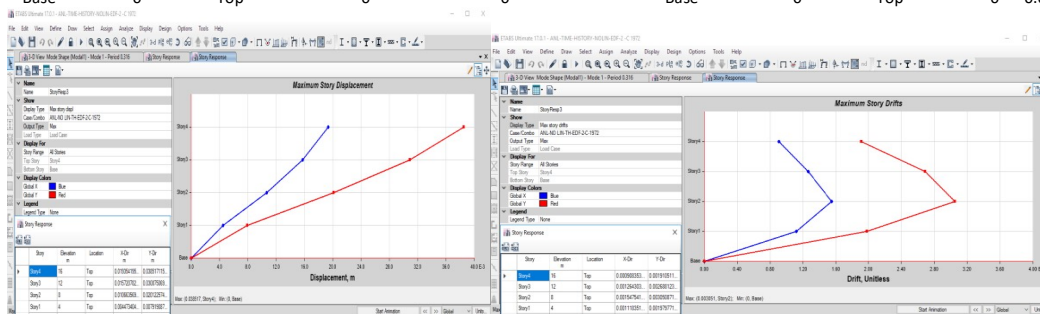
Gráfica 17.18 Desplazamientos en dirección Dy antes sismo de 1972



Gráfica 17.19 a. Aceleración (m/s^2) que muestra la estructura en dirección Dy (izq), b. velocidad (m/s).

Tabla 17.9 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso de EDF-2 Tipo C

| TABLE: Story Response | | | | | TABLE: Story Response | | | | |
|-----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------------------|-----------|----------|--------|--------|
| Story | Elevation | Location | 1972 | | Story | Elevation | Location | 1972 | |
| | | | X-Dir | Y-Dir | | | | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | m | m | | m | | | |
| Story4 | 16 | Top | 0.019 | 0.038 | Story4 | 16 | Top | 0.0009 | 0.0019 |
| Story3 | 12 | Top | 0.015 | 0.030 | Story3 | 12 | Top | 0.0013 | 0.0021 |
| Story2 | 8 | Top | 0.010 | 0.020 | Story2 | 8 | Top | 0.0015 | 0.0021 |
| Story1 | 4 | Top | 0.004 | 0.007 | Story1 | 4 | Top | 0.0011 | 0.0020 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 | Base | 0 | Top | 0 | 0.0000 |

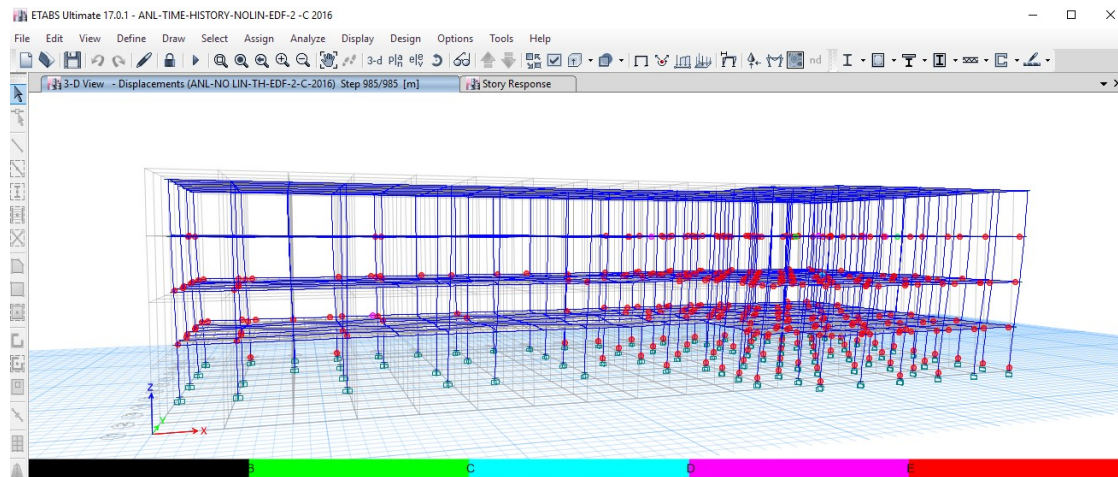


Gráfica 17.20 de desplazamientos y derivas de entrepiso de EDF-2 TIPO C, ante sismo de 1972

EL máximo desplazamiento lo realiza en el eje Y con 38 mm en el nivel 4.

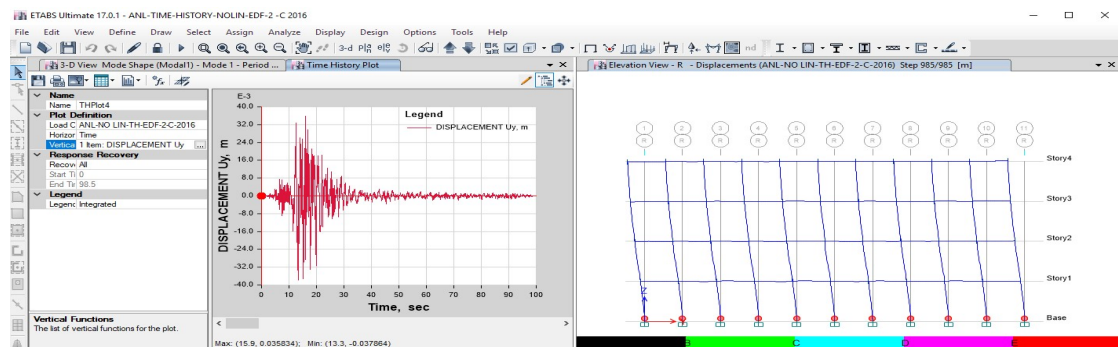
Patron de rotulas plasticas del EDF-2 Tipo C ante sismo de 2016

Sismo de Chinandega

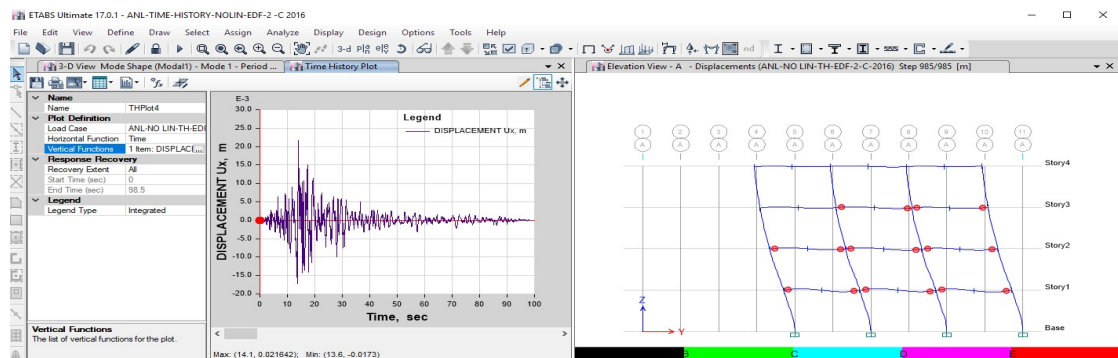


Gráfica 17.21 patrón de Rótulas plástica del EDF-2 ante sismo de 2016

Desplazamientos en la Dirección Dx y Dy



Gráfica 17.22 Desplazamientos en dirección Dy antes sismo de 2016

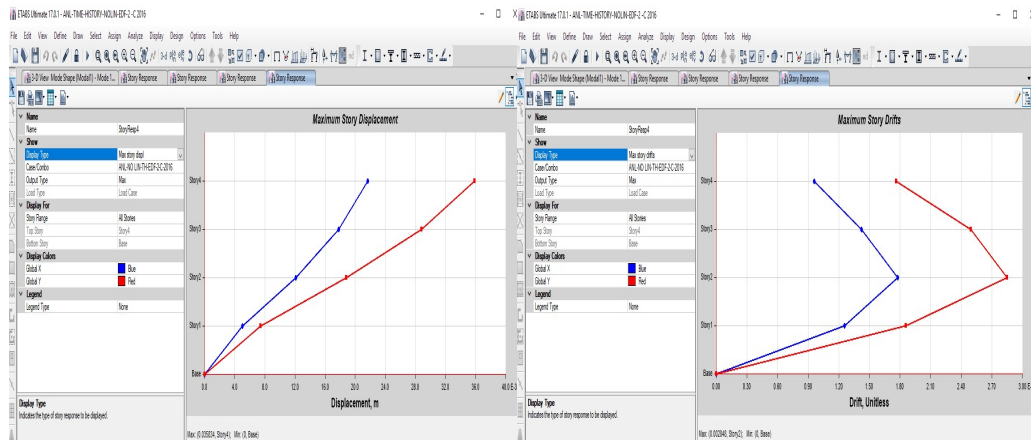


Gráfica 17.23 Desplazamientos en dirección Dx antes sismo de 2016

Tabla 17.10 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso de EDF-2 Tipo C

| TABLE: Story Response 2016 | | | | |
|----------------------------|-----------|----------|--------|--------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | M | | m | m |
| Story4 | 16 | Top | 0.021 | 0.0358 |
| Story3 | 12 | Top | 0.017 | 0.0287 |
| Story2 | 8 | Top | 0.012 | 0.0188 |
| Story1 | 4 | Top | 0.0050 | 0.0074 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

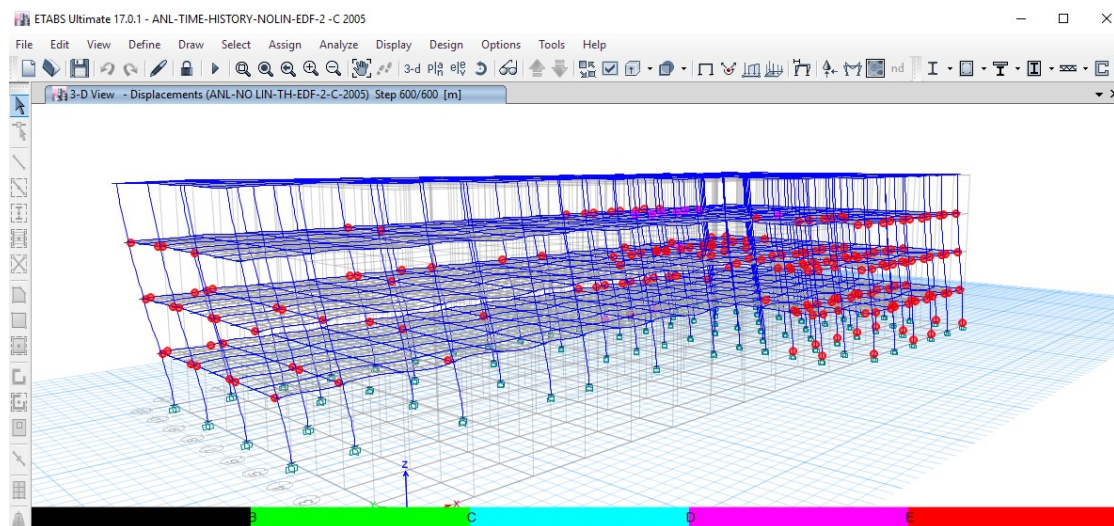
| TABLE: Story Response 2016 | | | | |
|----------------------------|-----------|----------|----------|--------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | | |
| Story4 | 16 | Top | 0.00096 | 0.0018 |
| Story3 | 12 | Top | 0.001421 | 0.0022 |
| Story2 | 8 | Top | 0.001778 | 0.0019 |
| Story1 | 4 | Top | 0.001257 | 0.002 |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |



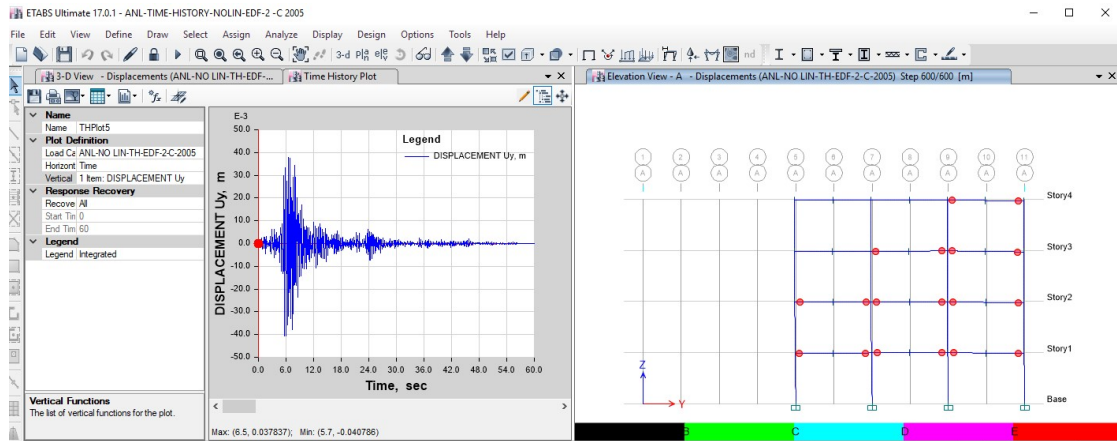
Gráfica 17.24 de desplazamientos y Distorsiones de entrepiso de EDF-2 TIPO C, ante sismo de 2016

Patron de rótulas plasticas del EDF-2 Tipo C ante sismo de 2005

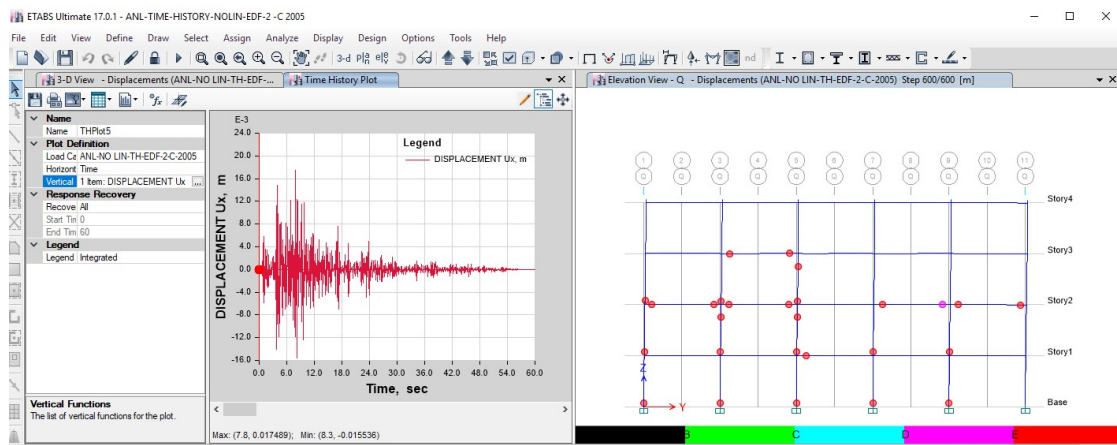
Sismo de Rivas



Gráfica 17.25 patrón de Rótulas plástica del EDF-2 ante sismo de 2005



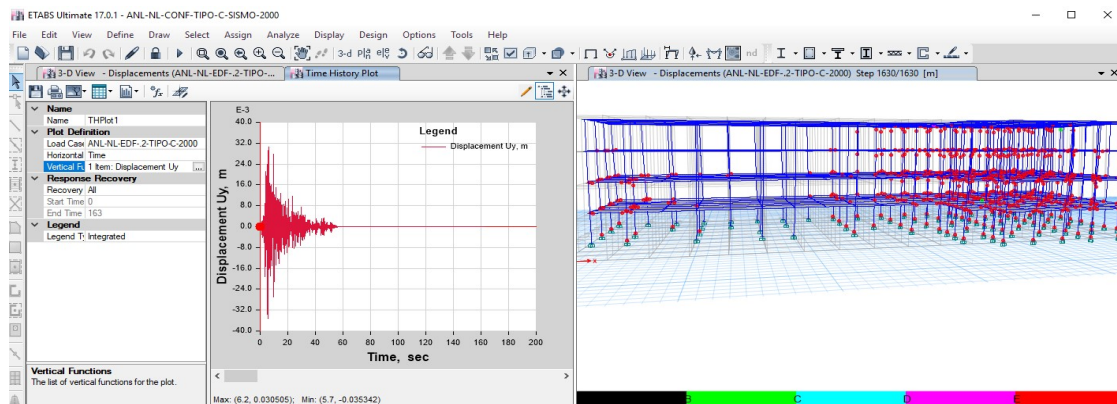
Gráfica 17.26 Desplazamientos en dirección Dy antes sismo de 2005 y patrón de rótulas del EDF-2 tipo C



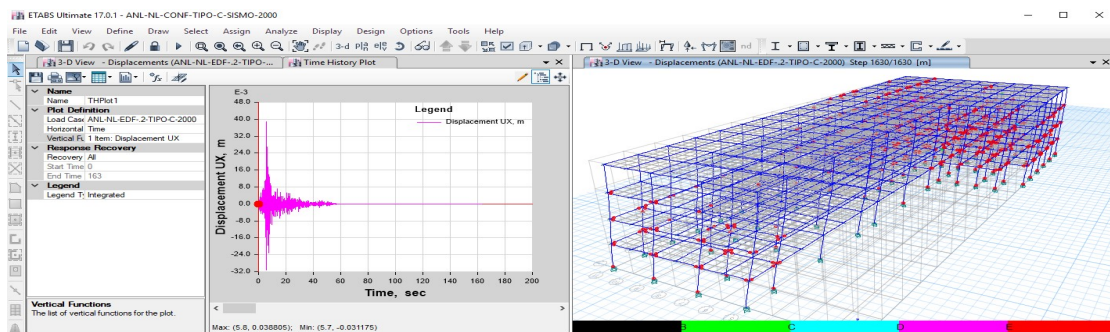
Gráfica 17.37 Desplazamientos en dirección Dx antes sismo de 2005 y patrón de rótulas del EDF-2 tipo C

Patrón de rótulas plasticas del EDF-2 Tipo C ante sismo de 2000

Sismo de Masaya



Gráfica 17.28 Desplazamientos en dirección Dy antes sismo de 2000 y patrón de rótulas del EDF-2 tipo C

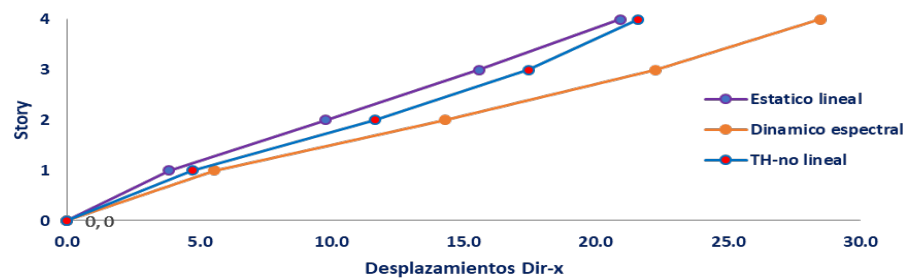


Gráfica 17.29 Desplazamientos en dirección Dx antes sismo de 2000 y patrón de rótulas del EDF-2 tipo C

Tabla 17.11 Desplazamientos máximo con Time History no lineal por cada sismo en EDF-2 Tipo C.

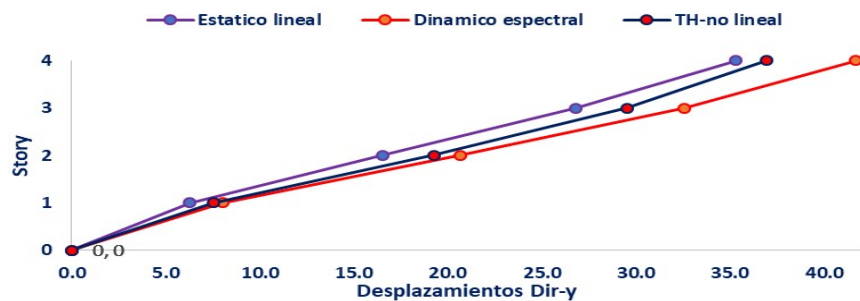
| Sismos | | 1972 | | 2005 | | 2000 | | 2016 | | Desplazamientos promedio TH no lineal | | |
|--------|-----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------------|-------|-------|
| Story | Elevation | Location | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir |
| | m | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| Story4 | 16 | Top | 19.4 | 38.5 | 24.4 | 37.8 | 21.0 | 35.4 | 21.6 | 35.8 | 22 | 37 |
| Story3 | 12 | Top | 15.7 | 30.9 | 19.2 | 29.4 | 17.1 | 29.0 | 17.8 | 28.8 | 17 | 30 |
| Story2 | 8 | Top | 10.7 | 20.1 | 12.3 | 18.6 | 11.4 | 19.4 | 12.1 | 18.8 | 12 | 19 |
| Story1 | 4 | Top | 4.5 | 7.9 | 4.9 | 7.1 | 4.6 | 7.7 | 5.0 | 7.4 | 5 | 8 |

Desplazamientos Maximos por Metodos Dir-X- EDF-2 Tipo C



Gráfica 17.30 Desplazamientos en dirección Dy por sismo en EDF-2 tipo C

Desplazamientos Maximos por Metodos Dir-Y- EDF-2 Tipo C

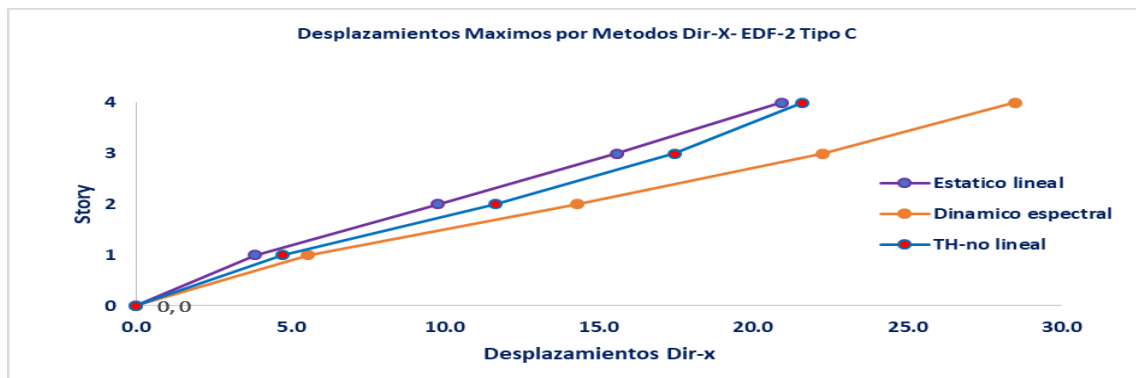


Gráfica 17.31 Desplazamientos en dirección Dx por sismo en EDF-2 tipo C

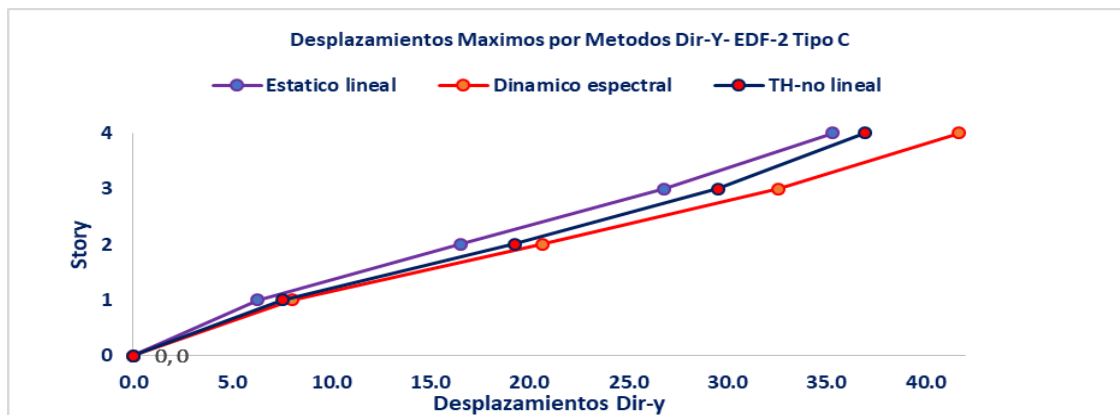
Desplazamientos generados por cada método de análisis

Tabla 17.12 Desplazamientos por cada método de análisis Estático lineal, Espectral dinámico, Time History no lineal

| Desplazamientos | | estático lineal | | Dinámico espectral | | TH-no lineal | |
|-----------------|-----------|-----------------|-------|--------------------|-------|--------------|-------|
| Story | Elevation | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir | X-Dir | Y-Dir |
| | m | mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| 4 | 16 | 20.9 | 35.3 | 28.5 | 41.7 | 22 | 37 |
| 3 | 12 | 15.6 | 26.8 | 22.3 | 32.6 | 17 | 30 |
| 2 | 8 | 9.8 | 16.6 | 14.3 | 20.7 | 12 | 19 |
| 1 | 4 | 3.9 | 6.3 | 5.6 | 8.0 | 5 | 8 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

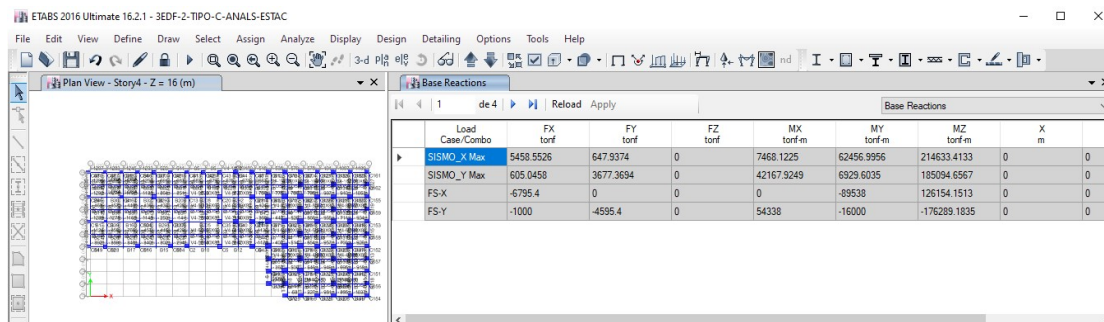


Gráfica 17.32 Máximos desplazamientos de EDF-2 TIPO C por cada método de análisis dir x



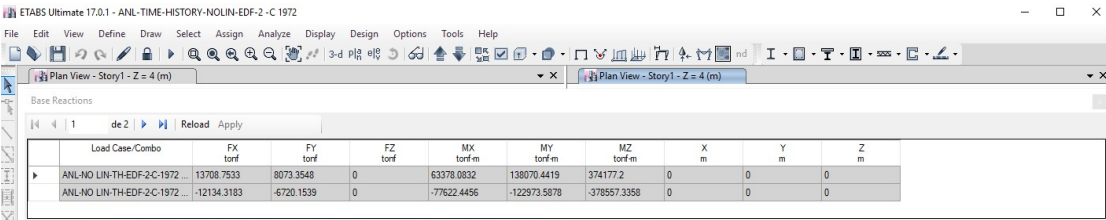
Gráfica 17.33 Máximos desplazamientos de EDF-2 TIPO C por cada método de análisis dir y.

Reacción en la base del EDF-2 Tipo C por cada método de análisis



Gráfica 17.34 Reacción en la base por método estático lineal y método espectral Dinámico

Reacción en la base con Time History no lineal en sismo más representativo

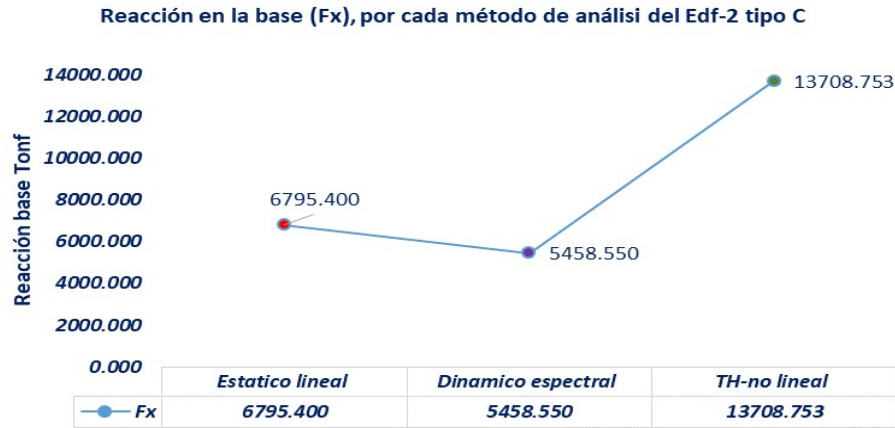


| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|--------------------------------|-------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| ANL-NO LIN-TH-EDF-2-C-1972 ... | 13708.7533 | 8073.3548 | 0 | 63378.0832 | 138070.4419 | 374177.2 | 0 | 0 | 0 |
| ANL-NO LIN-TH-EDF-2-C-1972 ... | -12134.3183 | -6720.1539 | 0 | -77622.4456 | -122973.5878 | -378557.3358 | 0 | 0 | 0 |

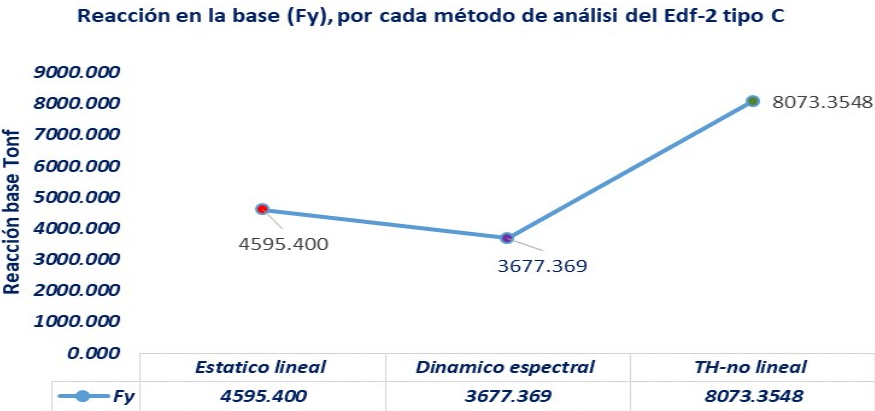
Gráfica 17.35 Reacción en la base sismo 1972 TH-no lineal. Fuerte ETABS 17.01

Tabla 17.13 Cortante en la base por cada método de análisis (Estático lineal, Espectral dinámico y Time History no lineal con sismo de 1972)

| Métodos | Estático lineal | | Dinámico espectral | | TH-no lineal | |
|---------------|-----------------|-----------|--------------------|----------|--------------|------------|
| Fuerzas | FX | FY | FX | FY | FX | FY |
| | Tonf | Tonf | Tonf | Tonf | Tonf | Tonf |
| Reacción Base | -6795.400 | 0.000 | 5458.550 | 647.937 | 13708.7533 | 8073.3548 |
| | -1000.000 | -4595.400 | 605.046 | 3677.369 | -12134.3183 | -6720.1539 |



Gráfica 17.35 Reacción en la base(Fx) sismo por cada método. Fuerte ETABS 17.01



Gráfica 17.35 Reacción en la base (Fy) sismo por cada método. Fuerte ETABS 17.01

XVIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

i. Conclusiones

En el presente estudio se ha demostrado la utilidad del método estático y del Análisis dinámico en el rango no lineal, especialmente en estructuras irregulares. Entornos como ETABS, facilitan la generación de cálculos iterativos característicos de este tipo de problemas. Por otro lado, facilitan la generación de salidas gráficas que ayudan en la comprensión de los resultados.

A partir del análisis no lineal se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Se han modelado las estructuras y determinado mediante método estático lineal el grado de irregularidad que cada estructura presentan así como el factor de penalización aplicado por el reglamento, sus diferentes modos de vibración en términos trasnacionales y torsionales, concluyendo que las estructuras EDF-2 Tipo A, Tipo B se presentan como irregular, sin embargo la estructura Tipo C además de ser irregular presenta Torsión dominante, Este método de análisis permite la obtención de estimaciones con precisiones aceptables para cantidades como: demandas de desplazamiento máximo, fuerzas cortantes, distorsiones máximas de entrepiso etc., para sistemas con comportamiento elástico. En el análisis lineal, se utilizaron magnitudes de fuerzas correspondientes al sismo de diseño, reducidas por factores de ductilidad y sobre-resistencia según indica la normativa Nicaragüense,

En adición al análisis lineal, las estructuras fueron sometidas a un análisis dinámico no lineal. Se observó que las magnitudes de los desplazamientos en el análisis dinámico no lineal fueron siempre superiores a las obtenidas a partir del análisis lineal en las estructuras EDF-1, EDF-2 tipo A Y Tipo B, Mientras que en la estructura con torsión dominante (EDF-2 Tipo C) los desplazamientos en el rango no lineal usando Time History son inferiores a los obtenidos en el rango lineal calculados bajo la normativa local.

Se puede notar que las diferencias en las magnitudes de los desplazamientos fueron similares en todos los edificios estudiados. De lo anterior se puede concluir que 1) las penalizaciones impuestas a estructuras regulares e irregulares son suficientes permitiendo que la estructura incurriere más allá del elástico, sin embargo cuando las estructuras presentan torsión en su primer modo de vibración el reglamento no penaliza bajo criterios de torsionalidades a estas estructura, lo realiza en base a criterios de la geometría del edificio, como se puede observar tanto en el EDF-2 Tipo A penalizado con 0.8 y la estructura EDF-2 Tipo C penalizada con el mismo valor al factor de ductilidad “Q”, sin embargo su comportamiento dinámico y las magnitudes de los desplazamiento y fuerzas de reacción en la base, en el rango no lineal son completamente diferentes para ambas estructuras. 2) el reglamento es conservador en cuanto al criterio utilizado para clasificar las estructuras como irregulares o que presentan bajo grado de asimetría, sin embargo presenta inconsistencias mostrándose no conservador cuando las estructuras presentan torsión dominante, la estructura no incursiona más allá del desplazamiento lineal máximo establecido por el reglamento en condiciones de servicio, incursionando al rango inelástico antes de los desplazamientos lineales límite calculado por la norma. El potencial de la torsión en planta es determinado mediante la excentricidad, cuando el CM y CR no coinciden, provocando un comportamiento que amplifica los esfuerzos de los elementos estructurales más alejados del centro de rigidez, lo cual genera una probabilidad de colapso mayor frente a la acción sísmica. 3) La irregularidad en planta no ocurre únicamente en base a la geometría de la estructura, sino también a la disposición de los elementos estructurales por zonas que son capaces de generar estructuras que presenten alto grado de torsión, induciendo un potencial de torsión en planta por una distribución variable de los elementos estructurales como el EDF-2 Tipo C.

Los resultados obtenidos en este estudio nos permiten comprobar la hipótesis planteada en dicho estudio. Es decir, para estructuras clasificadas con Torsión dominante según la norma, se observa inconsistencia en los resultados obtenidos a partir del análisis lineal con fuerzas reducidas.

ii. Recomendaciones:

En el análisis de las estructuras se demostró que estructuras similares con un mismo tipo de irregularidad geométrica pueden presentar un comportamiento dinámico distinto, es recomendable aplicar a estudios posteriores en estructuras regulares, la comprobación que estas aparentemente son regulares en su geometría, sin embargo podrían presentar comportamiento dinámico deficiente por la disposición de sus elementos estructurales.

Es importante realizar un estudio para proponer un coeficiente de irregularidad que considere las características dinámicas de la estructura a través de los porcentajes de participación modal de la masa en sus dos primeros modos de vibración.

Para la norma nicaragüense es importante la aplicación de un factor de corrección al cortante basal por efecto de torsión, además de incorporar una penalización que permita diferenciar las estructuras que no requieran penalidad, que requieran penalidad severa y aquellas cuya torsión tendría que ser corregidas o rediseñadas.

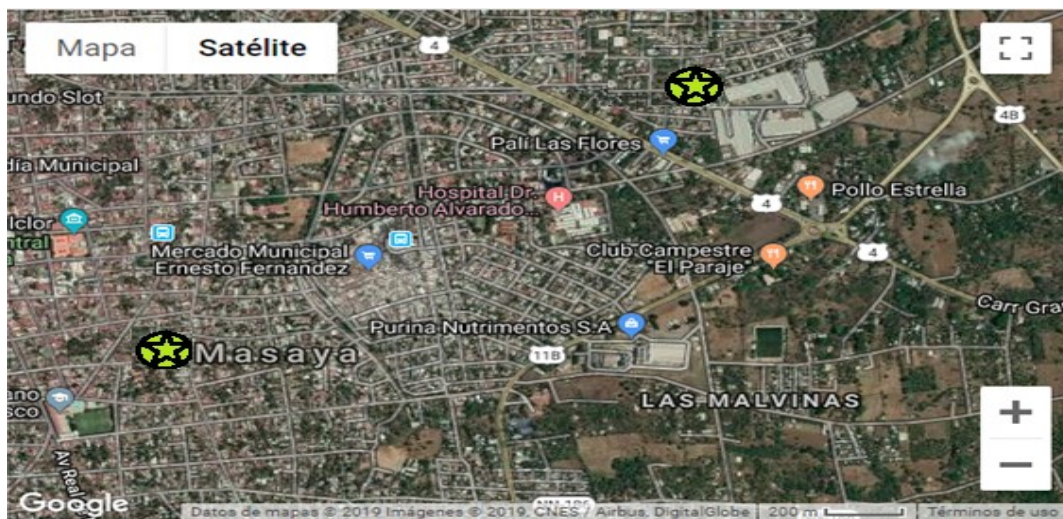
Es de mucha importancia para la norma nicaragüense incluir dentro del reglamento, un procedimiento de análisis estructural aplicando análisis no lineal esto permite llevar a cabo una metodología de análisis más rigurosa y realista a estructuras que presentan irregularidades.

XIX. BIBLIOGRAFÍA

- Ankaj Agarwal and Manish Shrikhande. (2006) Earthquake Resistant Design of Structures. Prentice-Hall, of India Private Limited, New Delhi.
- Castillo, R.; Carr, A.J.; Restrepo, J.L., 2001, "The rotation of asymmetric plan structures". Proceedings of Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Clough R. and Penzien J. (1993). Dynamics of structures. Edit. McGraw Hill Inc. New York
- De la Llera J.C. y Chopra A.K., (1994b), "Evaluation of code accidental-torsion provisions from building records", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 120, 597-616
- Hernández, Sampieri, Roberto, Carlos Fernández y Pilar Baptista. (2003) Metodología de la investigación (3 a edición) México: Mc Graw- Hill
- Rosenblueth E., (1979), "Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 7, 49-61
- García, Luis E (1998). Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Editorial Universidad de los Andes. Bogotá, Colombi

ANEXOS

VISTA SATELITAL DE MASAYA Y LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO



Gráfica 20.1 Fuente Datos de mapa 2019 Google



Gráfica 20.2 Fuente Datos de mapa 2019 Google

VISTA EN PLANTA NIVEL 1 DEL EDIFICIO_1

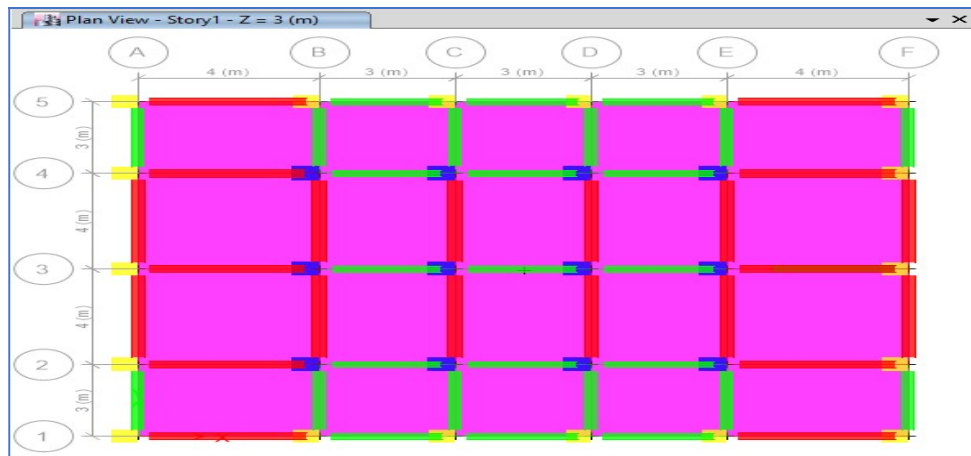


Gráfico 20.3 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DEL EDIFICION-EDF-1

| Story | Diaphragm | Mass X tonf-s ² /m | Mass Y tonf-s ² /m | XCM m | YCM m | Cumulative X tonf-s ² /m | Cumulative Y tonf-s ² /m | XCCM m | YCCM m | XCR m | YCR m |
|--------|-----------|----------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--|--|-----------|-----------|----------|----------|
| Story1 | LOSA1 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 8.5009 | 7 |
| Story2 | LOSA2 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 8.5016 | 7 |
| Story3 | LOSA3 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 24.39775 | 24.39775 | 8.5287 | 6.9418 | 8.502 | 7 |
| Story4 | LOSA4 | 21.05777 | 21.05777 | 8.5333 | 7 | 21.05777 | 21.05777 | 8.5333 | 7 | 8.5023 | 7 |

Gráfico.20.4 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

VISTA TRIDIMENSIONAL DE ESTRUCTURA- EDF-1

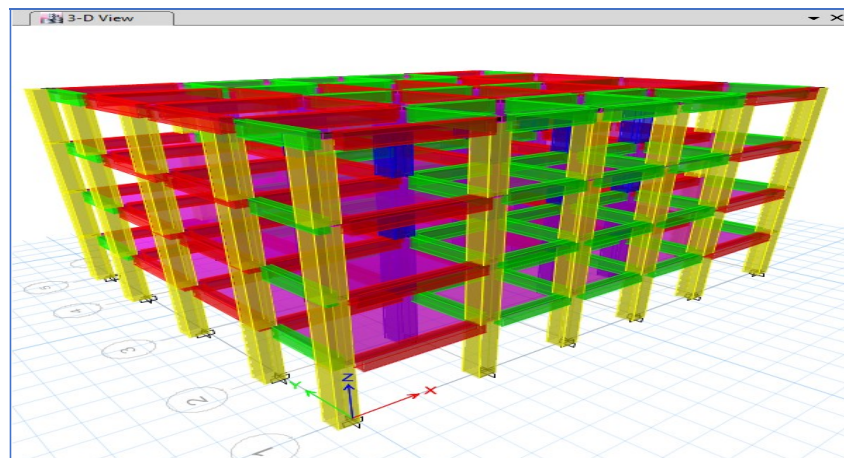


Gráfico 20.5 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA CON CARGA VIVA Y CARGA VIVA SÍSMICA ESTRUCTURA- EDF-1

Base Reactions

1

de 2

Reload

Apply

| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|--|--------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
| | PESO-TOTAL | 0 | 0 | 1262.2368 | 8835.6576 | -10755.9413 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | PESO-TOTALC... | 0 | 0 | 1140.8568 | 7985.9976 | -9724.2113 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Gráfico 20.6 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

DESPLAZAMIENTO EN EL CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA-1

Diaphragm Center of Mass Displacements

1

de 8

Reload

Apply

| | Story | Diaphragm | Load Case/Combo | UX m | UY m | RZ rad | Point | X m | Y m | Z m |
|---|--------|-----------|-----------------|----------|----------|-----------|-------|--------|--------|--------|
| ▶ | Story4 | LOSA4 | PERIODO_X | 0.005459 | 0 | 0 | 6 | 8.5333 | 7 | 12 |
| | Story4 | LOSA4 | PERIODO_Y | 0 | 0.005224 | 0 | 6 | 8.5333 | 7 | 12 |
| | Story3 | LOSA3 | PERIODO_X | 0.004822 | 0 | 0 | 7 | 8.5287 | 6.9401 | 9 |
| | Story3 | LOSA3 | PERIODO_Y | 0 | 0.004588 | 0 | 7 | 8.5287 | 6.9401 | 9 |
| | Story2 | LOSA2 | PERIODO_X | 0.00355 | 0 | 0 | 8 | 8.5287 | 6.9401 | 6 |
| | Story2 | LOSA2 | PERIODO_Y | 0 | 0.003449 | 0 | 8 | 8.5287 | 6.9401 | 6 |
| | Story1 | LOSA1 | PERIODO_X | 0.001942 | 0 | 0 | 9 | 8.5287 | 6.9401 | 3 |
| | Story1 | LOSA1 | PERIODO_Y | 0 | 0.001808 | 0 | 9 | 8.5287 | 6.9401 | 3 |

Gráfico.20.7 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

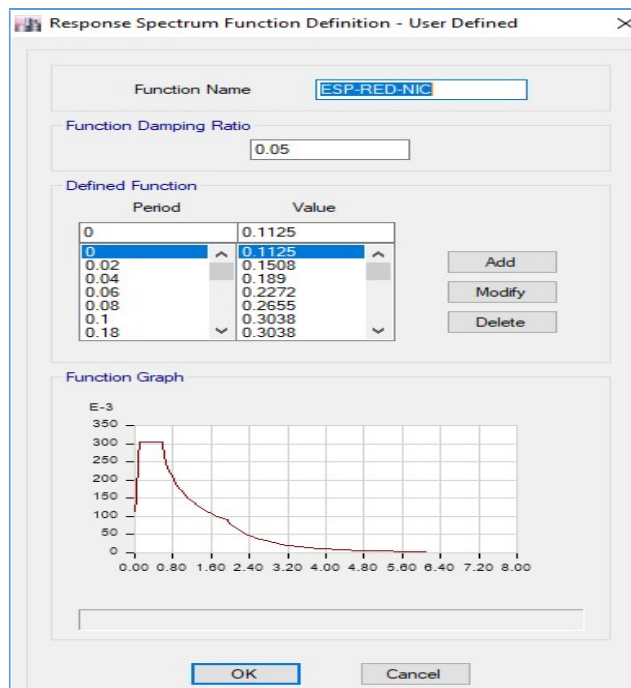


Gráfico. 20.8 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2
Espectro de Diseño Reducido de Masaya por ductilidad y sobre resistencia

DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA EDF-1 POR ANÁLISIS ESPECTRAL

| Story Max/Avg Displacements | | | | | |
|-----------------------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-------|
| 1 de 13 Reload Apply | | | | | |
| Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
| Story4 | SISMO_X Max | X | 0.008712 | 0.008043 | 1.083 |
| Story4 | SISMO_X Max | Y | 0.001627 | 0.000957 | 1.7 |
| Story3 | SISMO_X Max | X | 0.007409 | 0.00684 | 1.083 |
| Story3 | SISMO_X Max | Y | 0.001382 | 0.000813 | 1.7 |
| Story2 | SISMO_X Max | X | 0.005118 | 0.004725 | 1.083 |
| Story2 | SISMO_X Max | Y | 0.000954 | 0.000561 | 1.7 |
| Story1 | SISMO_X Max | X | 0.002203 | 0.002033 | 1.083 |
| Story1 | SISMO_X Max | Y | 0.000411 | 0.000242 | 1.7 |
| Story4 | SISMO_Y Max | Y | 0.00989 | 0.009015 | 1.097 |
| Story3 | SISMO_Y Max | Y | 0.008346 | 0.007604 | 1.098 |
| Story2 | SISMO_Y Max | Y | 0.005722 | 0.00521 | 1.098 |
| Story1 | SISMO_Y Max | X | 0.000445 | 0.000222 | 2 |
| Story1 | SISMO_Y Max | Y | 0.002441 | 0.00222 | 1.099 |

Gráfico 20.9 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

DERIVAS DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA EDF-1 EN ANÁLISIS ESPECTRAL

| Story Drifts | | | | | | | | |
|------------------------|-----------------|-----------|----------|-------|-----|-----|-----|--|
| 1 de 13 Reload Apply | | | | | | | | |
| Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X m | Y m | Z m | |
| Story4 | SISMO_X Max | X | 0.000441 | 33 | 17 | 14 | 12 | |
| Story4 | SISMO_X Max | Y | 8.2E-05 | 28 | 0 | 14 | 12 | |
| Story4 | SISMO_Y Max | Y | 0.000522 | 33 | 17 | 14 | 12 | |
| Story3 | SISMO_X Max | X | 0.000768 | 33 | 17 | 14 | 9 | |
| Story3 | SISMO_X Max | Y | 0.000143 | 28 | 0 | 14 | 9 | |
| Story3 | SISMO_Y Max | Y | 0.000879 | 33 | 17 | 14 | 9 | |
| Story2 | SISMO_X Max | X | 0.000973 | 33 | 17 | 14 | 6 | |
| Story2 | SISMO_X Max | Y | 0.000181 | 28 | 0 | 14 | 6 | |
| Story2 | SISMO_Y Max | Y | 0.001095 | 33 | 17 | 14 | 6 | |
| Story1 | SISMO_X Max | X | 0.000734 | 33 | 17 | 14 | 3 | |
| Story1 | SISMO_X Max | Y | 0.000137 | 28 | 0 | 14 | 3 | |
| Story1 | SISMO_Y Max | X | 0.000148 | 6 | 17 | 0 | 3 | |
| Story1 | SISMO_Y Max | Y | 0.000814 | 33 | 17 | 14 | 3 | |

Gráfico.20.10 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.21

CORTANTE SÍSMICO DE ESTRUCTURA EDF-1

| Base Reactions | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------------|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|-----------|-----|-----|-----|
| 2 de 2 Reload Apply | | | | | | | | | | |
| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| | SISMO_X Max | 294.8417 | 2.895E-05 | 0 | 0.0001 | 2553.2457 | 2473.9934 | 0 | 0 | 0 |
| | SISMO_Y Max | 2.895E-05 | 293.3274 | 0 | 2546.4523 | 0.0001 | 3016.6896 | 0 | 0 | 0 |

Gráfico.20.11 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

VISTA EN PLANTA NIVEL 1, DEL EDIFICIO_EDF-2 TIPO

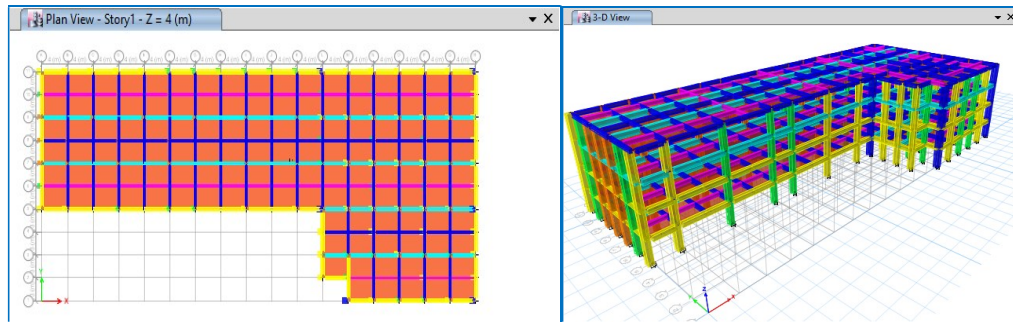


Gráfico.20.12 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DEL EDIFICIO EDF-2 TIPO A

| Story | Diaphragm | Mass X tonf-s ² /m | Mass Y tonf-s ² /m | XCM m | YCM m | Cumulative X tonf-s ² /m | Cumulative Y tonf-s ² /m | XCCM m | YCCM m | XCR m | YCR m |
|-------|-----------|----------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--|--|-----------|-----------|----------|----------|
| | LOSA-1 | 389.6861 | 389.6861 | 39.2633 | 18.1004 | 389.6861 | 389.6861 | 39.2633 | 18.1004 | 44.8148 | 17.9112 |
| | LOSA-2 | 389.11502 | 389.11502 | 39.2769 | 18.0917 | 389.11502 | 389.11502 | 39.2769 | 18.0917 | 44.8209 | 18.1605 |
| | LOSA-3 | 382.51314 | 382.51314 | 39.3238 | 18.1014 | 382.51314 | 382.51314 | 39.3238 | 18.1014 | 44.8006 | 18.2845 |
| | LOSA-4 | 284.96403 | 284.96403 | 38.7153 | 18.2494 | 284.96403 | 284.96403 | 38.7153 | 18.2494 | 44.6487 | 18.4522 |

Gráfico 20.13 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA USANDO CARGA VIVA Y CARGA VIVA SÍSMICA EN EDF-2 TIPO A

| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|--|------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| | DEAD | 0 | 0 | 7004.8776 | 126840.6596 | -275754.6377 | 0 |
| | SP-DEAD | 0 | 0 | 900 | 16448.4 | -34315.2 | 0 |
| | LIVE | 0 | 0 | 2925 | 53457.3 | -111524.4 | 0 |
| | CV-SISM | 0 | 0 | 2535 | 46329.66 | -96654.48 | 0 |
| | CV-T | 0 | 0 | 150 | 2741.4 | -5719.2 | 0 |
| | PESO_EDF-CV | 0 | 0 | 10979.8776 | 199487.7596 | -427313.4377 | 0 |
| | PESO_EDF-CVSI... | 0 | 0 | 10439.8776 | 189618.7196 | -406724.3177 | 0 |

Gráfico. 20.14 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

CORTANTE BASAL ESTÁTICO EN EDF-2 TIPO A

| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
|--|-----------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| | FS_REDUCIDAS... | -4095.72 | 0 | 0 | 0 | -46849.92 | 74321.8299 |
| | FS_REDUCIDAS... | 0 | -4095.72 | 0 | 46849.92 | 0 | -160195.7721 |

Gráfico.20.15 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO DE EXTREMOS DE LA ESTRUCTURA EDF-2 TIPO A. SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE TORSIÓN NI PERIODOS.

| 1 de 8 Reload Apply | | | | | | |
|-----------------------|--------|-----------------|-----------|--------------|--------------|-------|
| | Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
| ▶ | Story4 | FS_X | X | 0.029225 | 0.029015 | 1.007 |
| | Story3 | FS_X | X | 0.024099 | 0.023984 | 1.005 |
| | Story2 | FS_X | X | 0.016421 | 0.016373 | 1.003 |
| | Story1 | FS_X | X | 0.006979 | 0.006974 | 1.001 |
| | Story4 | FS_Y | Y | 0.053706 | 0.041653 | 1.289 |
| | Story3 | FS_Y | Y | 0.044146 | 0.034218 | 1.29 |
| | Story2 | FS_Y | Y | 0.029724 | 0.022991 | 1.293 |
| | Story1 | FS_Y | Y | 0.012298 | 0.009464 | 1.299 |

Gráfico. 20.16 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO DE EXTREMOS DE LA ESTRUCTURA EDF-2 CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE TORSIÓN Y PERIODOS DE LA ESTRUCTURA

| 1 de 8 Reload Apply | | | | | | |
|-----------------------|--------|-----------------|-----------|--------------|--------------|-------|
| | Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
| ▶ | Story4 | FS_REDUCIDAS... | X | 0.02548 | 0.025297 | 1.007 |
| | Story3 | FS_REDUCIDAS... | X | 0.021011 | 0.020911 | 1.005 |
| | Story2 | FS_REDUCIDAS... | X | 0.014317 | 0.014275 | 1.003 |
| | Story1 | FS_REDUCIDAS... | X | 0.006085 | 0.00608 | 1.001 |
| | Story4 | FS_REDUCIDAS... | Y | 0.046824 | 0.036316 | 1.289 |
| | Story3 | FS_REDUCIDAS... | Y | 0.038489 | 0.029833 | 1.29 |
| | Story2 | FS_REDUCIDAS... | Y | 0.025915 | 0.020045 | 1.293 |
| | Story1 | FS_REDUCIDAS... | Y | 0.010722 | 0.008251 | 1.299 |

Gráfico.20.17 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO DE EXTREMOS DE LA ESTRUCTURA-2. MÉTODO DE ANÁLISIS ESPECTRAL DINÁMICO DEBIDO AL SÍSMO_X y SÍSMO_Y

| 11 de 16 Reload Apply | | | | | | |
|-------------------------|--------|-----------------|-----------|--------------|--------------|-------|
| | Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
| | Story4 | SÍSMO_Y Max | X | 0.015619 | 0.008135 | 1.92 |
| | Story4 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.056607 | 0.038638 | 1.465 |
| ▶ | Story3 | SÍSMO_Y Max | X | 0.01272 | 0.00662 | 1.921 |
| | Story3 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.046401 | 0.031662 | 1.466 |
| | Story2 | SÍSMO_Y Max | X | 0.008593 | 0.004471 | 1.922 |
| | Story2 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.031348 | 0.02135 | 1.468 |
| | Story1 | SÍSMO_Y Max | X | 0.003597 | 0.001871 | 1.923 |
| | Story1 | SÍSMO_Y Max | Y | 0.013075 | 0.008865 | 1.475 |

Gráfico. 20.18 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA CONFIGURACIÓN TIPO B USANDO FUERZAS

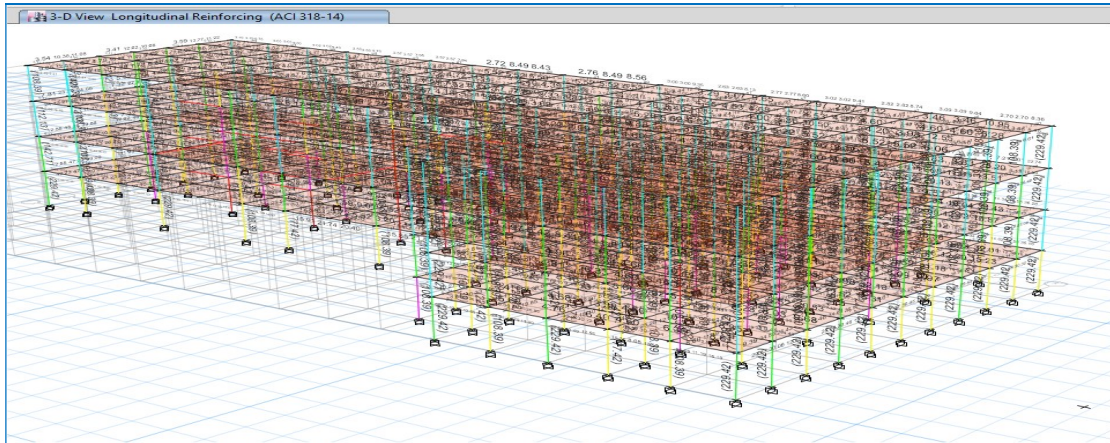


Gráfico. 20.19 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

FACTOR DE DIRECCIÓN MODAL

| Modal Direction Factors | | | | | | | |
|-------------------------|-------|------|---------------|-------|-------|-------|-------|
| 1 de 12 Reload Apply | | | | | | | |
| | Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | RZ |
| ▶ | Modal | 1 | 0.583 | 0 | 0.756 | 0 | 0.244 |
| | Modal | 2 | 0.473 | 0.995 | 0.002 | 0 | 0.004 |
| | Modal | 3 | 0.446 | 0.005 | 0.243 | 0 | 0.752 |
| | Modal | 4 | 0.189 | 0 | 0.697 | 0 | 0.303 |
| | Modal | 5 | 0.157 | 0.998 | 0.001 | 0 | 0.001 |
| | Modal | 6 | 0.147 | 0.002 | 0.303 | 0 | 0.696 |
| | Modal | 7 | 0.119 | 0 | 0.001 | 0.997 | 0.002 |
| | Modal | 8 | 0.117 | 0.012 | 0.001 | 0.983 | 0.005 |
| | Modal | 9 | 0.111 | 0.004 | 0.001 | 0.995 | 0 |
| | Modal | 10 | 0.108 | 0.001 | 0.002 | 0.996 | 0.002 |
| | Modal | 11 | 0.105 | 0.004 | 0.211 | 0.655 | 0.13 |
| | Modal | 12 | 0.103 | 0 | 0.637 | 0.008 | 0.355 |

Gráfico.20.20 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

CORTANTE DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA EDF-2

| Base Reactions | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 de 2 Reload Apply | | | | | | | |
| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m |
| ▶ | SISMO_X Max | 3625.7709 | 96.4488 | 1.417 | 1103.7429 | 41143.6439 | 105974.257 |
| | SISMO_Y Max | 113.103 | 3407.8879 | 36.6922 | 38763.494 | 1334.1876 | 134449.3198 |

Gráfico. 20.21 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

PARTICIPACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA EDF-2 TIPO A

| Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------|------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------|-----------|-----------|----------|-----------|
| 1 de 12 Reload Apply | | | | | | | | | | | | |
| | Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX | RY | RZ |
| ▶ | Modal | 1 | 0.583 | 1.056E-05 | 0.6221 | 6.901E-06 | 1.056E-05 | 0.6221 | 6.901E-06 | 0.0395 | 6.51E-06 | 0.209 |
| | Modal | 2 | 0.473 | 0.8304 | 0.0013 | 0 | 0.8304 | 0.6233 | 6.912E-06 | 0.0001 | 0.0096 | 0.0028 |
| | Modal | 3 | 0.446 | 0.0044 | 0.2013 | 5.211E-07 | 0.8348 | 0.8246 | 7.433E-06 | 0.0128 | 0.0001 | 0.6183 |
| | Modal | 4 | 0.189 | 8.054E-06 | 0.0807 | 0.0001 | 0.8348 | 0.9054 | 0.0001 | 0.0917 | 0.0001 | 0.0345 |
| | Modal | 5 | 0.157 | 0.1094 | 0.0001 | 0 | 0.9442 | 0.9055 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0258 | 0.0001 |
| | Modal | 6 | 0.147 | 0.0001 | 0.0352 | 5.563E-06 | 0.9444 | 0.9407 | 0.0001 | 0.0423 | 0.0001 | 0.0777 |
| | Modal | 7 | 0.119 | 6.297E-07 | 1.775E-06 | 0.0644 | 0.9444 | 0.9407 | 0.0645 | 0.0022 | 0.0896 | 5.973E-06 |
| | Modal | 8 | 0.117 | 2.564E-06 | 0 | 0.0084 | 0.9444 | 0.9407 | 0.0729 | 0.0003 | 0.0239 | 0 |
| | Modal | 9 | 0.111 | 1.403E-06 | 6.025E-07 | 0.0128 | 0.9444 | 0.9407 | 0.0857 | 2.523E-05 | 0.0013 | 0 |
| | Modal | 10 | 0.108 | 0 | 6.536E-07 | 0.0155 | 0.9444 | 0.9407 | 0.1012 | 0.0001 | 0.009 | 9.755E-07 |
| | Modal | 11 | 0.105 | 9.204E-07 | 0.0001 | 0.0055 | 0.9444 | 0.9408 | 0.1067 | 1.28E-05 | 0.0054 | 0.0001 |
| | Modal | 12 | 0.103 | 0 | 0.0195 | 0.0017 | 0.9444 | 0.9603 | 0.1084 | 0.0116 | 0.0041 | 0.0107 |

Gráfico. 20.22 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

VISTA EN PLANTA NIVEL 1, DEL EDIFICIO EDF-2 TIPO B DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

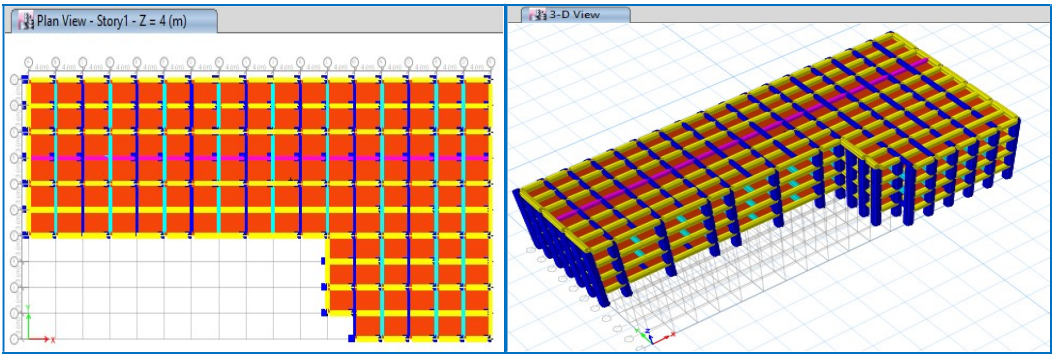


Gráfico. 20.23 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DEL EDIFICION-2 - DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO B

| Centers of Mass and Rigidity | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|--------|-----------|----------------------------------|----------------------------------|----------|----------|--|--|-----------|-----------|----------|----------|
| 1 de 4 Reload Apply | | | | | | | | | | | | |
| | Story | Diaphragm | Mass X tonf-s ² /m | Mass Y tonf-s ² /m | XCM m | YCM m | Cumulative X tonf-s ² /m | Cumulative Y tonf-s ² /m | XCCM m | YCCM m | XCR m | YCR m |
| ▶ | Story1 | LOSA-1 | 520.21145 | 520.21145 | 38.5924 | 18.4361 | 520.21145 | 520.21145 | 38.5924 | 18.4361 | 39.6601 | 19.0576 |
| | Story2 | LOSA-2 | 529.68199 | 529.68199 | 38.5177 | 18.4394 | 529.68199 | 529.68199 | 38.5177 | 18.4394 | 39.8944 | 19.1883 |
| | Story3 | LOSA-3 | 529.35958 | 529.35958 | 38.5043 | 18.4435 | 529.35958 | 529.35958 | 38.5043 | 18.4435 | 39.9473 | 19.2745 |
| | Story4 | LOSA-4 | 375.48746 | 375.48746 | 38.4761 | 18.3042 | 375.48746 | 375.48746 | 38.4761 | 18.3042 | 40.0949 | 19.3517 |

Gráfico.20.24 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA USANDO CARGA VIVA Y CARGA VIVA SÍSMICA DE EDF-2 TIPO B

| <div> <div>1</div> <div>2</div> <div>de 2</div> <div>3</div> <div>4</div> <div>Reload</div> <div>Apply</div> </div> | | | | | | |
|---|------------------|---------|---------|------------|-------------|--------------|
| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m |
| | PESO_EDF-CV | 0 | 0 | 13712.7645 | 252248.6162 | -527193.6456 |
| | PESO_EDF-CVSI... | 0 | 0 | 13172.7645 | 242379.5762 | -506604.5256 |

Gráfico.20.25 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO EN EL CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA EDF-2 TIPO B

| <div> <div>1</div> <div>de 8</div> <div>2</div> <div>3</div> <div>4</div> <div>Reload</div> <div>Apply</div> </div> | | | | | | |
|---|--------|-----------|-----------------|----------|----------|--------|
| | Story | Diaphragm | Load Case/Combo | UX m | UY m | RZ rad |
| | Story4 | LOSA-4 | FS_X | 0.005093 | 0 | 0 |
| | Story4 | LOSA-4 | FS_Y | 0 | 0.005096 | 0 |
| | Story3 | LOSA-3 | FS_X | 0.004509 | 0 | 0 |
| | Story3 | LOSA-3 | FS_Y | 0 | 0.004512 | 0 |
| | Story2 | LOSA-2 | FS_X | 0.003336 | 0 | 0 |
| | Story2 | LOSA-2 | FS_Y | 0 | 0.003339 | 0 |
| | Story1 | LOSA-1 | FS_X | 0.001771 | 0 | 0 |
| | Story1 | LOSA-1 | FS_Y | 0 | 0.001774 | 0 |

Gráfico.20.26 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO DE EXTREMOS DE EDF-2 TIPO B SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE TORSIÓN.

| <div> <div>1</div> <div>de 8</div> <div>2</div> <div>3</div> <div>4</div> <div>Reload</div> <div>Apply</div> </div> | | | | | | |
|---|--------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-------|
| | Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
| | Story4 | FREDUCIDAS_X | X | 0.013066 | 0.012711 | 1.028 |
| | Story3 | FREDUCIDAS_X | X | 0.010994 | 0.010715 | 1.026 |
| | Story2 | FREDUCIDAS_X | X | 0.007487 | 0.007306 | 1.025 |
| | Story1 | FREDUCIDAS_X | X | 0.003127 | 0.003057 | 1.023 |
| | Story4 | FREDUCIDAS_Y | Y | 0.015485 | 0.014157 | 1.094 |
| | Story3 | FREDUCIDAS_Y | Y | 0.012708 | 0.011656 | 1.09 |
| | Story2 | FREDUCIDAS_Y | Y | 0.008767 | 0.008047 | 1.089 |
| | Story1 | FREDUCIDAS_Y | Y | 0.003716 | 0.003413 | 1.089 |

Gráfico.20.27 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA EDF-2
TIPO B USANDO FUERZAS

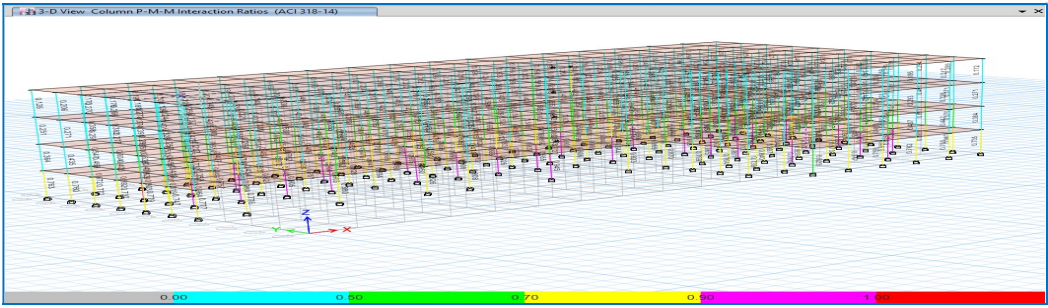
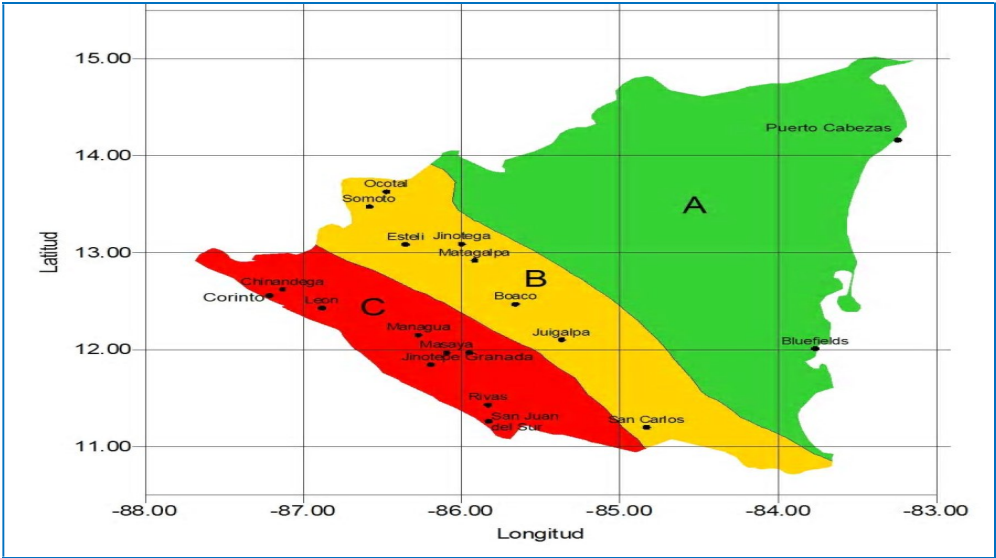


Gráfico. 20.28 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

PARTICIPACIÓN MODAL DE LA EDF-2 TIPO B

| Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|------|------------|-----------|-----------|-----------|--------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| de 12 | | | | | | | | | | | |
| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX | RY | RZ |
| Modal | 1 | 0.39 | 0.0167 | 0.6942 | 1.191E-05 | 0.0167 | 0.6942 | 1.191E-05 | 0.0487 | 0.0001 | 0.1299 |
| Modal | 2 | 0.371 | 0.7068 | 0.0608 | 0 | 0.7235 | 0.755 | 1.191E-05 | 0.0043 | 0.0092 | 0.0725 |
| Modal | 3 | 0.352 | 0.1171 | 0.0853 | 6.938E-07 | 0.8405 | 0.8403 | 1.26E-05 | 0.0058 | 0.0016 | 0.6377 |
| Modal | 4 | 0.124 | 0.0009 | 0.0897 | 0.0002 | 0.8414 | 0.93 | 0.0002 | 0.1323 | 8.253E-07 | 0.0129 |
| Modal | 5 | 0.116 | 0.0759 | 0.0069 | 6.629E-06 | 0.9173 | 0.937 | 0.0002 | 0.0103 | 0.0195 | 0.0247 |
| Modal | 6 | 0.112 | 0.0308 | 0.0063 | 3.518E-05 | 0.9481 | 0.9433 | 0.0002 | 0.0095 | 0.0107 | 0.0679 |
| Modal | 7 | 0.086 | 0 | 4.902E-05 | 0.0395 | 0.9481 | 0.9433 | 0.0398 | 0.004 | 0.0586 | 0.0001 |
| Modal | 8 | 0.083 | 0 | 1.055E-05 | 0.0323 | 0.9481 | 0.9434 | 0.0721 | 0.0035 | 0.0027 | 1.491E-06 |
| Modal | 9 | 0.08 | 9.249E-06 | 6.692E-07 | 0.0007 | 0.9481 | 0.9434 | 0.0727 | 0.0001 | 0.0032 | 1.006E-05 |
| Modal | 10 | 1.687E-05 | 0.0001 | 0.0018 | 0.9481 | 0.9434 | 0.9434 | 0.0746 | 0.0011 | 0.0043 | 4.066E-06 |
| Modal | 11 | 0.073 | 0 | 0 | 2.186E-05 | 0.9481 | 0.9434 | 0.0746 | 9.281E-06 | 0.0003 | 0 |
| Modal | 12 | 0.072 | 2.757E-06 | 0.0001 | 0.0118 | 0.9481 | 0.9435 | 0.0864 | 0.0026 | 0.0238 | 3.727E-05 |

Gráfico.20.29 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2



El valor de a_0 para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor a_0 es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) o Anexo D.

Figura 20.30 Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua Tomado RNC07

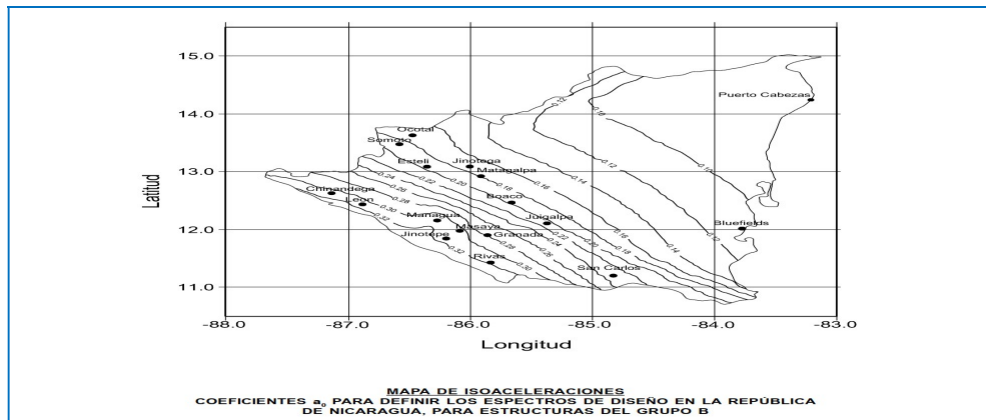


Figura 20.31 Mapa de isoaceleraciones de Nicaragua Tomado RNC07

SISMO DE MANAGUA DICIEMBRE 1972

1972-12-23 mb5.6 Nicaragua

| Latitud | Longitud | Fecha | Profundidad | Magnitud | Descripción | páginas relacionadas |
|-----------|-------------|-------------------------|-------------|----------|-------------|--|
| 12.33 ° N | 86.1281 ° W | 1972-12-23 06:29:42 UTC | 5.0 km | mb5.6 | Nicaragua | Página del evento IRIS |

El siguiente mapa muestra las estaciones operativas durante este evento, filtradas por los criterios en el formulario a la derecha.



Figura 20.32 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

| Seleccionado 4 de 4 estaciones. | | Seleccionar | | Todos | Ninguna | Una estación cada | | | | |
|--|---------|-------------|---------|-----------|-----------|-------------------|-----------|---------------------------------------|--|--|
| Estación | Fuente | Red | Latitud | Longitud | Distancia | Azimut | Elevación | Nombre de estación | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> NV31 | IRISDMC | SOY | 38.43 ° | -118.16 ° | 38.60 ° | -41.75 ° | 1509 m | NVAR Array Site 31, Mina, NV, EE. UU. | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> NV32 | IRISDMC | SOY | 38.33 ° | -118.30 ° | 38.64 ° | -41.98 ° | 1829 m | NVAR Array, Mina, NV, EE. UU. | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> NV33 | IRISDMC | SOY | 38.49 ° | -118.42 ° | 38.80 ° | -41.86 ° | 1920 m | NVAR Array, Mina, NV, EE. UU. | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> ATTU | IRISDMC | SOY | 52.88 ° | 173.16 ° | 86.52 ° | -36.44 ° | 250 m | Isla Attu, AK, EE. UU. | | |

Figura 20.33 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

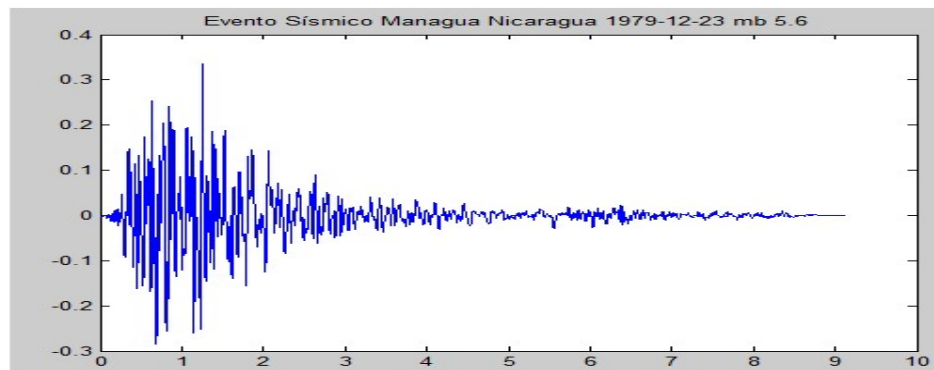


Figura 21.34 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

SISMO DE MASAYA JULIO 2000

2000-07-06 Mw5.4 Nicaragua

| Latitud | Longitud | Fecha | Profundidad | Magnitud | Descripción | páginas relacionadas |
|----------|------------|-------------------------|-------------|----------|-------------|--|
| 12.0 ° N | 86.006 ° W | 2000-07-06 19:30:16 UTC | 0.2 km | Mw5.4 | Nicaragua | Página del evento IRIS |

El siguiente mapa muestra las estaciones operativas durante este evento, filtradas por los criterios en el formulario a la derecha.

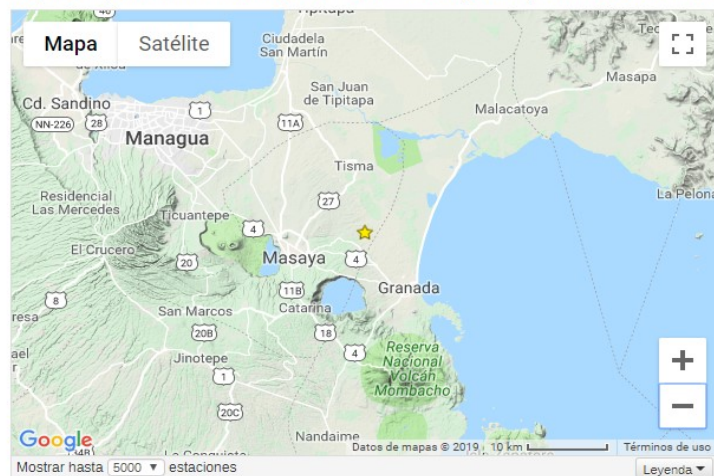
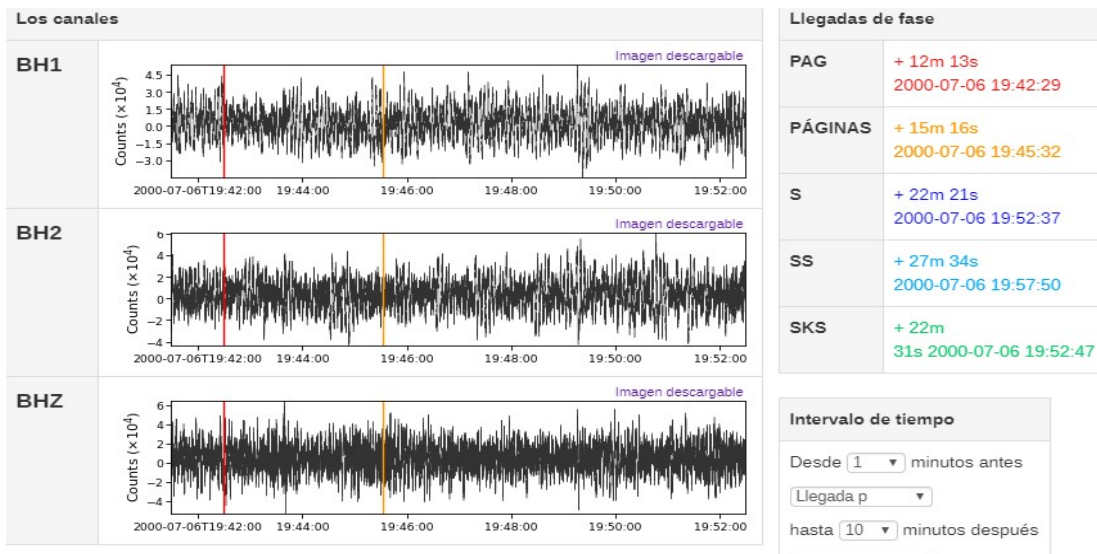


Figura 20.35 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

| 14596 eventos listados. | | Descargar eventos | | | | |
|-------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------|-----------|------------|--|
| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | Profund... | |
| 2000-07-06 21:50:50 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Mw 5.1 | 11.95 ° | -86.06 ° | 16 km | |
| 2000-07-06 21:29:56 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Md 4.2 | 11.92 ° | -86.07 ° | 13.7 km | |
| 2000-07-06 21:28:53 | Sur de alaska | Mb 4.1 | 55.79 ° | -154.44 ° | 33 km | |
| 2000-07-06 21:24:19 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Mb 4 | 11.87 ° | -86.15 ° | 2.6 km | |
| 2000-07-06 20:49:08 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Mb 4.4 | 11.90 ° | -86.03 ° | 13.9 km | |
| 2000-07-06 20:26:24 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Md 4.1 | 11.93 ° | -86.09 ° | 11.8 km | |
| 2000-07-06 20:11:30 | Cerca De La Costa De Nicaragua | Md 4 | 11.95 ° | -86.08 ° | 8 km | |
| 2000-07-06 19:33:18 | Cerca de la costa de S. Honshu, Japón | Mw 4 | 34.18 ° | 139.27 ° | 16 km | |
| 2000-07-06 19:30:16 | Nicaragua | Mw 5.4 | 12.00 ° | -86.01 ° | 0.2 km | |
| 2000-07-06 19:28:46 | Cerca de la costa de S. Honshu, Japón | Mw 4 | 34.22 ° | 139.27 ° | 13 km | |
| 2000-07-06 19:19:14 | Cerca de la costa de S. Honshu, Japón | Mb 4.5 | 34.13 ° | 139.27 ° | 13.2 km | |
| 2000-07-06 19:15:16 | Cerca de la costa de S. Honshu, Japón | Mb 4.8 | 34.16 ° | 139.22 ° | 3.9 km | |
| 2000-07-06 19:10:07 | Cerca de la costa de S. Honshu, Japón | Mb 4.6 | 34.18 ° | 139.22 ° | 13.2 km | |

| Seleccionado 3 de 126 estaciones. | | | Seleccionar | | | | | | | |
|---|---------|-----|---------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|--|--|
| | | | Todos Ninguna Una estación cada | | | | | | | |
| Estación | Fuente | Red | Latitud | Longitud | Distancia | Azimet | Elevación | Nombre de estación | | |
| <input type="checkbox"/> JTS | IRISDMC | II | 10.29 ° | -84.95 ° | 2.00 ° | 148.73 ° | 340 m | Las Juntas de Abangares, Costa Rica | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> Tigre | IRISDMC | IU | 20.23 ° | -88.28 ° | 8.51 ° | -14.55 ° | 40 m | Tepich, Yucatan, México | | |
| <input type="checkbox"/> Pagar | IRISDMC | IU | -0.67 ° | -90.29 ° | 13.37 ° | -161.17 ° | 270 m | Puerto Ayora, Islas Galápagos | | |
| <input type="checkbox"/> SDV | IRISDMC | IU | 8.88 ° | -70.63 ° | 15.43 ° | 100.18 ° | 1620 m | Santo Domingo, Venezuela | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> DWPF | IRISDMC | IU | 28.11 ° | -81.43 ° | 16.67 ° | 14.19 ° | 30 m | Disney Wilderness Preserve, Florida, EE.UU. | | |
| <input type="checkbox"/> SJG | IRISDMC | IU | 18.11 ° | -66.15 ° | 20.11 ° | 69.90 ° | 420 m | San Juan, Puerto Rico | | |
| <input type="checkbox"/> HKT | IRISDMC | IU | 29.96 ° | -95.84 ° | 20.15 ° | -25.44 ° | -413 m | Hockley, Texas | | |
| <input type="checkbox"/> TX31 | IRISDMC | SOY | 29.33 ° | -103.67 ° | 23.88 ° | -40.79 ° | 991.4 m | TXAR Array, Lajitas, TX, EE. UU. | | |
| <input checked="" type="checkbox"/> WVT | IRISDMC | IU | 36.13 ° | -87.83 ° | 24.19 ° | -3.60 ° | 170 m | Waverly, Tennessee, EE.UU. | | |
| <input type="checkbox"/> NNA | IRISDMC | II | -11.99 ° | -76.84 ° | 25.65 ° | 158.91 ° | 575 m | Nana peru | | |
| <input type="checkbox"/> WCI | IRISDMC | IU | 38.23 ° | -86.29 ° | 26.23 ° | -0.51 ° | 210 m | Cueva de Wyandotte, Indiana, EE.UU. | | |
| <input type="checkbox"/> CCM | IRISDMC | IU | 38.06 ° | -91.24 ° | 26.47 ° | -9.28 ° | 222 m | Cueva de la catedral, misuri, estados unid... | | |
| <input type="checkbox"/> DTA | IRISDMC | IU | 38.06 ° | -91.24 ° | 26.47 ° | -9.28 ° | 222 m | Cueva de la catedral, misuri, estados unid... | | |

Figura 20.36 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS



SISMO DE RIVAS AGOSTO DE 2005

2005-08-03 MW6.3 Nicaragua

| Latitud | Longitud | Fecha | Profundidad | Magnitud | Descripción | páginas relacionadas |
|-------------|-------------|-------------------------|-------------|----------|-------------|--|
| 11.3021 ° N | 85.5031 ° W | 2005-08-03 11:03:13 UTC | 14,4 km | MW6.3 | Nicaragua | Página del evento IRIS |

El siguiente mapa muestra las estaciones operativas durante este evento, filtradas por los criterios en el formulario a la derecha.



Figura 20.39 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

146 eventos listados. [Descargar eventos](#)

| Fecha (UTC) | Región | Magnitud | Latitud | Longitud | Profund... |
|---------------------|---|----------|----------|-----------|------------|
| 2005-08-09 05:26:14 | Región de las Islas Vanuatu | Mw 6.1 | -20.99 ° | 173.77 ° | 13,8 km |
| 2005-08-07 11:35:25 | Región de las Islas Fiji | Mw 6 | -14.41 ° | -177.23 ° | 10,5 km |
| 2005-08-07 02:17:45 | Región de las Islas Príncipe Eduardo | Mw 6.2 | -47.14 ° | 33.74 ° | 10 km |
| 2005-08-06 09:56:11 | Islas tonga | Mw 6 | -19.72 ° | -175.81 ° | 205,5 km |
| 2005-08-03 11:03:13 | Nicaragua | Mw 6.3 | 11.30 ° | -85.50 ° | 14,4 km |
| 2005-07-30 11:03:51 | Región de las Islas Balleny | Mw 6 | -61.30 ° | 153.84 ° | 26,7 km |
| 2005-07-24 15:42:05 | Islas Nicobar, Región India | Mw 7.2 | 7.91 ° | 92.15 ° | 17,5 km |
| 2005-07-23 08:51:48 | Islas Kermadec, Nueva Zelanda | Mw 6 | -30.36 ° | -178.10 ° | 58,1 km |
| 2005-07-23 07:34:56 | Cerca de la costa este de Honshu, Japón | Mw 6 | 35.53 ° | 140.04 ° | 69,1 km |
| 2005-07-10 04:46:29 | El oeste de Chile | Mw 6 | -36.35 ° | -97.25 ° | 10,4 km |
| 2005-07-05 01:52:03 | Sumatra del Norte, Indonesia | Mw 6.7 | 1.81 ° | 97.13 ° | 34,5 km |
| 2005-07-04 11:36:04 | Región de las Islas Príncipe Eduardo | Mw 6.3 | -42.20 ° | 42.76 ° | 10 km |

Seleccionado 3 de 137 estaciones. Seleccionar [Todos](#) [Ninguna](#) [Una estación cada](#)

| Estación | Fuente | Red | Latitud | Longitud | Distancia | Azmut | Elevación | Nombre de estación |
|---|--------|-----|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| <input type="checkbox"/> JTS | IRIS | II | 10.29 ° | -84.95 ° | 1.15 ° | 151.81 ° | 340 m | Las Juntas de Abangares, Costa Rica |
| <input checked="" type="checkbox"/> Tigre | IRIS | IU | 20.23 ° | -88.28 ° | 9.31 ° | -16.29 ° | 40 m | Tepich, Yucatan, México |
| <input type="checkbox"/> Pagar | IRIS | IU | -0.67 ° | -90.29 ° | 12.89 ° | -158.04 ° | 270 m | Puerto Ayora, Islas Galápagos |
| <input type="checkbox"/> OTAV | IRIS | IU | 0.24 ° | -78.45 ° | 13.10 ° | 147.19 ° | 3510 m | Otavalo, Ecuador |
| <input type="checkbox"/> SDV | IRIS | IU | 8.88 ° | -70.63 ° | 14.83 ° | 98.02 ° | 1620 m | Santo Domingo, Venezuela |
| <input checked="" type="checkbox"/> DWPF | IRIS | IU | 28.11 ° | -81.43 ° | 17.24 ° | 12.20 ° | 30 m | Disney Wilderness Preserve, Florida, EE. UU. |
| <input type="checkbox"/> SJG | IRIS | IU | 18.11 ° | -66.15 ° | 19.90 ° | 67.72 ° | 420 m | San Juan, Puerto Rico |
| <input type="checkbox"/> HKT | IRIS | IU | 29.96 ° | -95.84 ° | 20.99 ° | -25.72 ° | -413 m | Hockley, Texas |
| <input type="checkbox"/> TX32 | IRIS | SOY | 29.33 ° | -103.67 ° | 24.73 ° | -40.51 ° | 995.5 m | Lajitas Array Site 32 (igual que tx01 y TX00) |
| <input type="checkbox"/> TX31 | IRIS | SOY | 29.33 ° | -103.67 ° | 24.73 ° | -40.51 ° | 991.4 m | TXAR Array, Lajitas, TX, EE. UU. |
| <input type="checkbox"/> NNA | IRIS | II | -11.99 ° | -76.84 ° | 24.83 ° | 159.46 ° | 575 m | Nana peru |
| <input checked="" type="checkbox"/> WVT | IRIS | IU | 36.13 ° | -87.83 ° | 24.92 ° | -4.46 ° | 170 m | Waverly, Tennessee, EE. UU. |

Figura 20. 40 fuentes obtención de datos sísmicos de página de IRIS

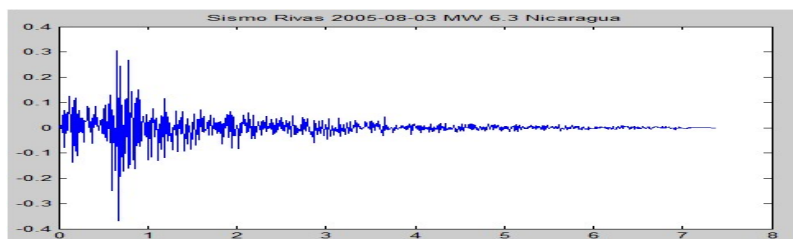


Figura 20.41 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

SISMO DE CHINANDEGA JUNIO 2016



Figura 20.42 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

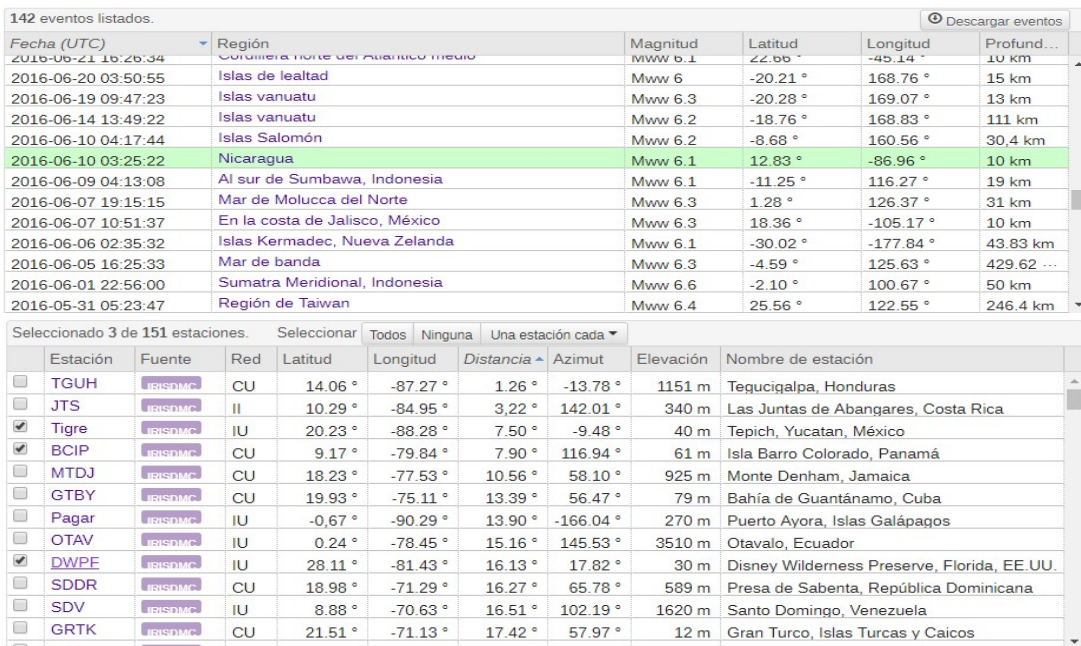


Figura 20.43 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

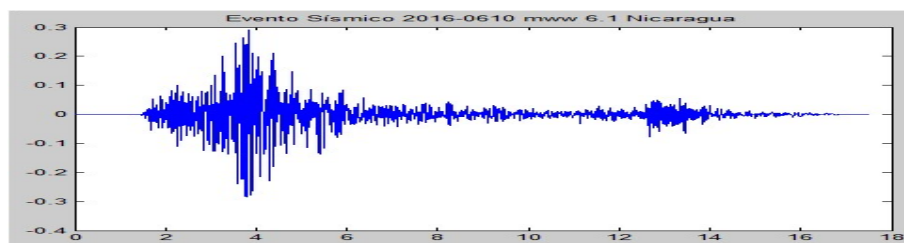
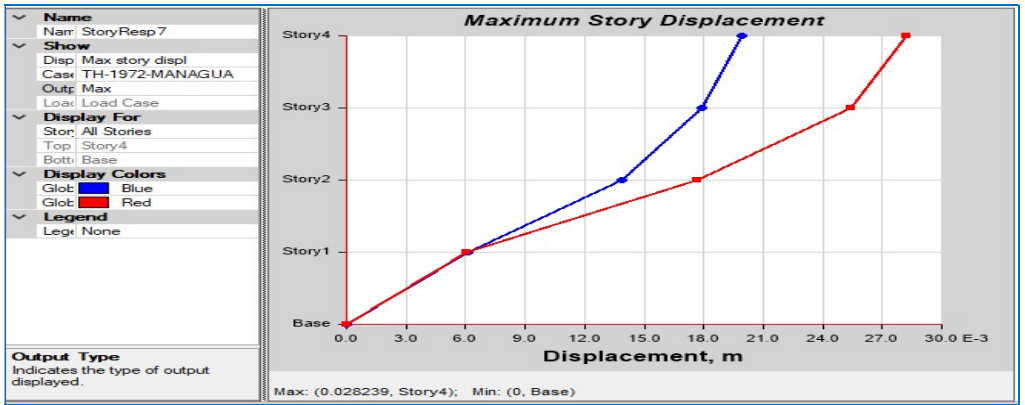


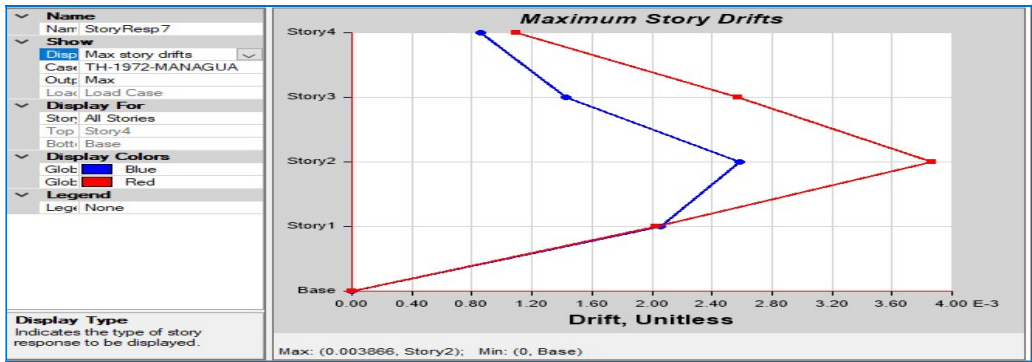
Figura 20.44 fuente obtención de datos sísmicos de página de IRIS

DESPLAZAMIENTOS DE EDF-1 Y DERIVAS DE ENTREPISO CON SISMO DE 1972 MANAGUA



| Story Response | | | | | |
|----------------|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| | Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
| ▶ | Story4 | 12 | Top | 0.019937411... | 0.028239138... |
| | Story3 | 9 | Top | 0.017893004... | 0.025397765... |
| | Story2 | 6 | Top | 0.013901910... | 0.017666529... |
| | Story1 | 3 | Top | 0.006158952... | 0.006067242... |
| | Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.45 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2
DERIVAS DE EDF-1 Y DERIVAS DE ENTREPISO CON SISMO DE 1972
MANAGUA



| Story Response | | | | | |
|----------------|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| | Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
| ▶ | Story4 | 12 | Top | 0.000862400... | 0.001090662... |
| | Story3 | 9 | Top | 0.001427355... | 0.002577078... |
| | Story2 | 6 | Top | 0.002580985... | 0.003866428... |
| | Story1 | 3 | Top | 0.002052984... | 0.002022414... |
| | Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.46 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO DE EDF-1 CON SISMO DE 2016 CHINANDEGA

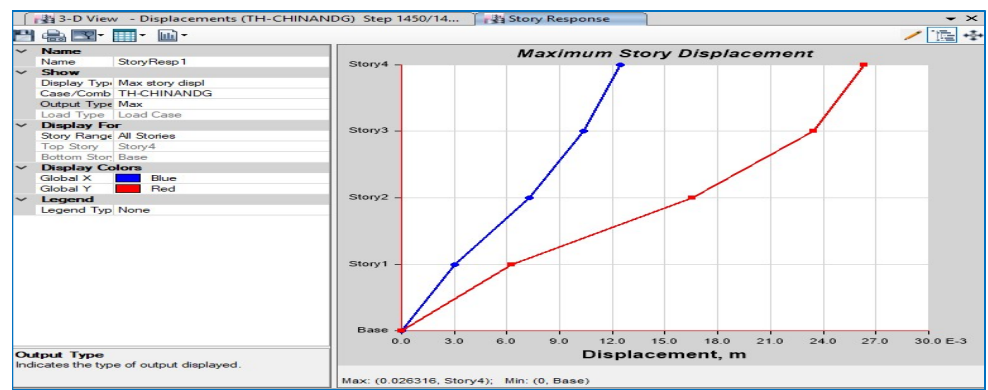


Gráfico. 20.47 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

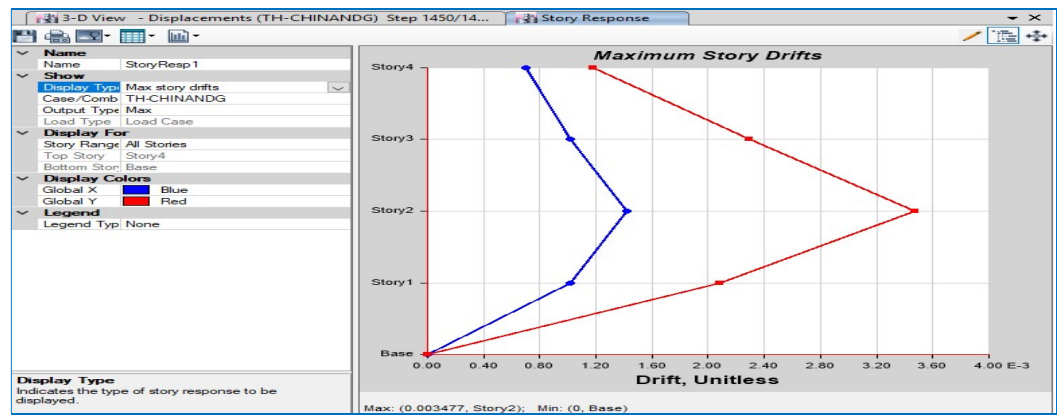
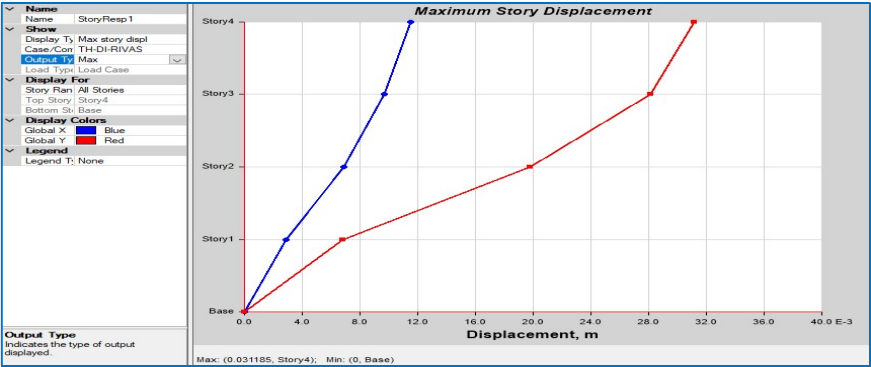


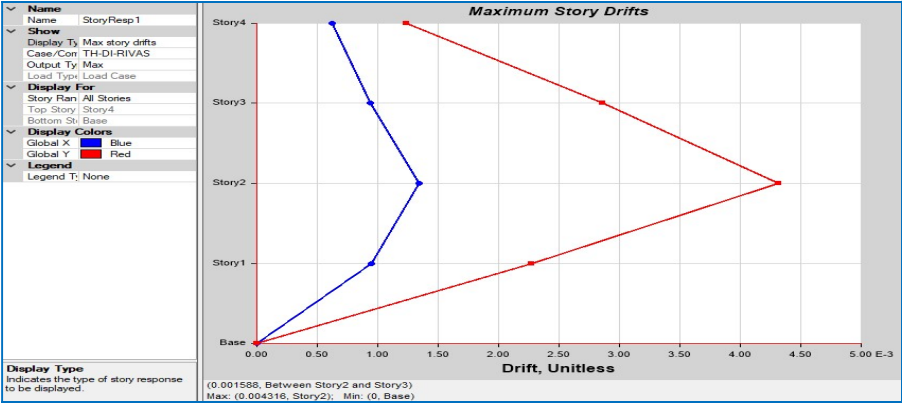
Gráfico. 20.48 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS DE ENTREPISO DE EDF-1, CON SISMO DE RIVAS



| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.011504952... | 0.031184702... |
| Story3 | 9 | Top | 0.009672950... | 0.028110298... |
| Story2 | 6 | Top | 0.006871280... | 0.019770745... |
| Story1 | 3 | Top | 0.002853567... | 0.006821381... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

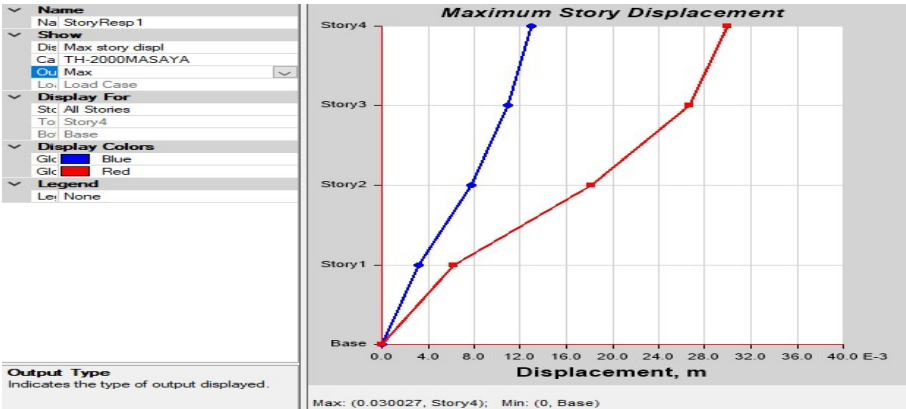
Gráfico. 20.49 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2



| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.000621741... | 0.001238874... |
| Story3 | 9 | Top | 0.000940209... | 0.002863474... |
| Story2 | 6 | Top | 0.00139237... | 0.004316454... |
| Story1 | 3 | Top | 0.000951189... | 0.002273793... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.50 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2

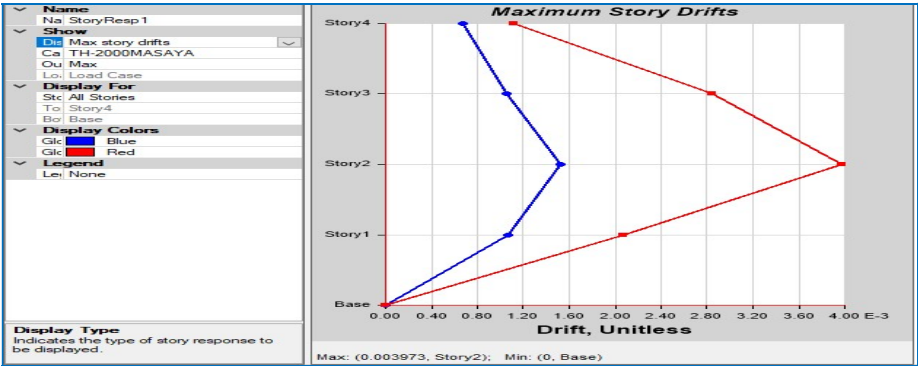
DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS DE ENTREPISO DE EDF-1, CON SISMO DE MASAYA



Story Response

| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|-------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.012938595... | 0.030027238... |
| Story3 | 9 | Top | 0.010902040... | 0.026659652... |
| Story2 | 6 | Top | 0.007751993... | 0.018111403... |
| Story1 | 3 | Top | 0.003189795... | 0.006191599... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.51 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.2



Story Response

| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 12 | Top | 0.000678851... | 0.001122528... |
| Story3 | 9 | Top | 0.001050015... | 0.002849416... |
| Story2 | 6 | Top | 0.001520732... | 0.003973267... |
| Story1 | 3 | Top | 0.001063265... | 0.002063866... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.52 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

RESULTADOS DE SISMO DE CHINANDEGA EN EDF-2-TIPO A

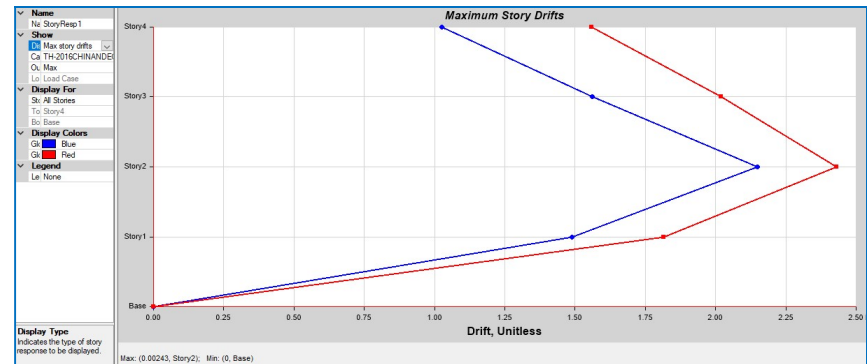
Reacción en la base

Base Reactions

1 de 2 Reload Apply

| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|--|-----------------|------------|------------|-----------|-------------|--------------|--------------|-----|-----|-----|
| | TH-CHINAND Max | 4536.9751 | 5190.8767 | 7353.5423 | 184396.0584 | -232543.0166 | 201540.4276 | 0 | 0 | 0 |
| | TH-CHINAND Min | -4338.0621 | -4476.7555 | 7281.6624 | 78457.0664 | -330526.7109 | -169348.9351 | 0 | 0 | 0 |

Gráfico. 20.53 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1 Derivas de entrepiso



Story Drifts

3 de 8 Reload Apply

| | Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X m | Y m | Z m |
|--|--------|-----------------|-----------|----------|-------|-----|-----|-----|
| | Story4 | TH-CHINAND Max | X | 0.002234 | 64 | 0 | 30 | 16 |
| | Story4 | TH-CHINAND Max | Y | 0.003853 | 55 | 0 | 15 | 16 |
| | Story3 | TH-CHINAND Max | X | 0.003947 | 228 | 68 | 0 | 12 |
| | Story3 | TH-CHINAND Max | Y | 0.005727 | 55 | 0 | 15 | 12 |
| | Story2 | TH-CHINAND Max | X | 0.004727 | 228 | 68 | 0 | 8 |

Gráfico. 20.54 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1 Desplazamientos

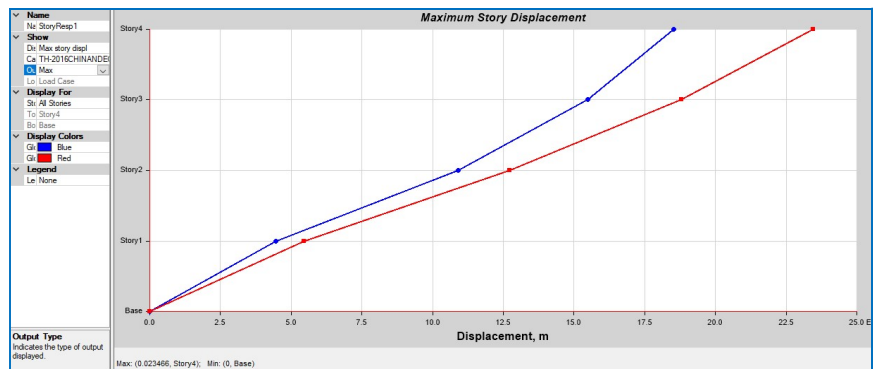


Gráfico. 20.55 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

Story Max/Avg Displacements

1

de 8

Reload

Apply

| | Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
|---|--------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-------|
| ▶ | Story4 | TH-CHINAND Max | X | 0.052555 | 0.047312 | 1.111 |
| | Story4 | TH-CHINAND Max | Y | 0.07334 | 0.050009 | 1.467 |
| | Story3 | TH-CHINAND Max | X | 0.043962 | 0.039597 | 1.11 |
| | Story3 | TH-CHINAND Max | Y | 0.057928 | 0.039222 | 1.477 |
| | Story2 | TH-CHINAND Max | X | 0.028172 | 0.025236 | 1.116 |

Gráfico. 20.56 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1
RESULTADOS DE SISMO DE RIVAS 2005 EN EDF-2-TIPO A

Reacción en la base

| Base Reactions | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|-----------------|------------|-----------|-----------|-------------|--------------|--------------|-----|-----|-----|
| de 2 Reload Apply Base Reactions | | | | | | | | | | |
| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| ▶ | TH-RIVAS Max | 4458.9982 | 3864.7783 | 7353.8664 | 179502.0623 | -231611.9889 | 198044.6402 | 0 | 0 | 0 |
| | TH-RIVAS Min | -3764.5946 | -3992.388 | 7290.2718 | 88606.892 | -323650.9635 | -214721.8992 | 0 | 0 | 0 |

Gráfico. 20.57 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1
Desplazamientos

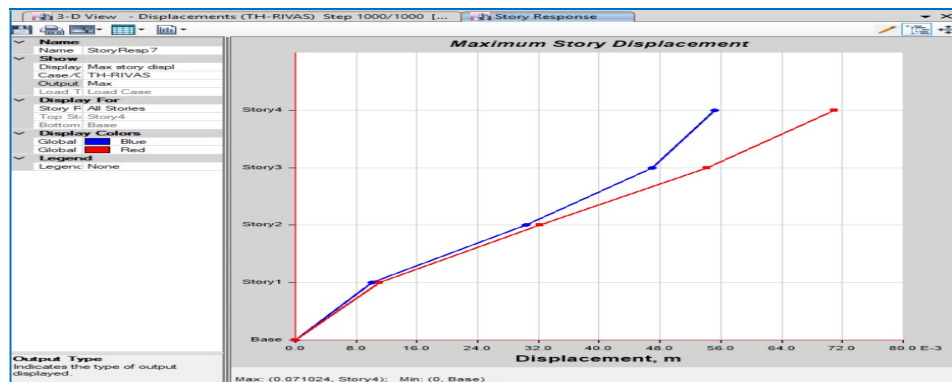


Gráfico. 20.58 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1
Derivas de entrepiso

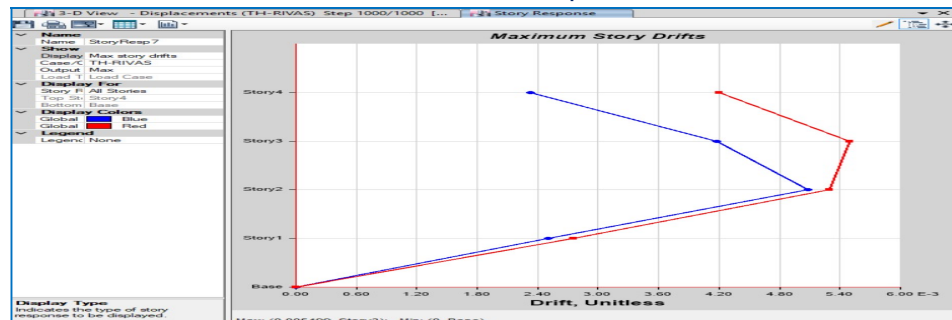


Gráfico. 20.59 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

RESULTADOS DE SISMO DE MASAYA 2000 EN EDF-2 TIPO A

Detalles del análisis

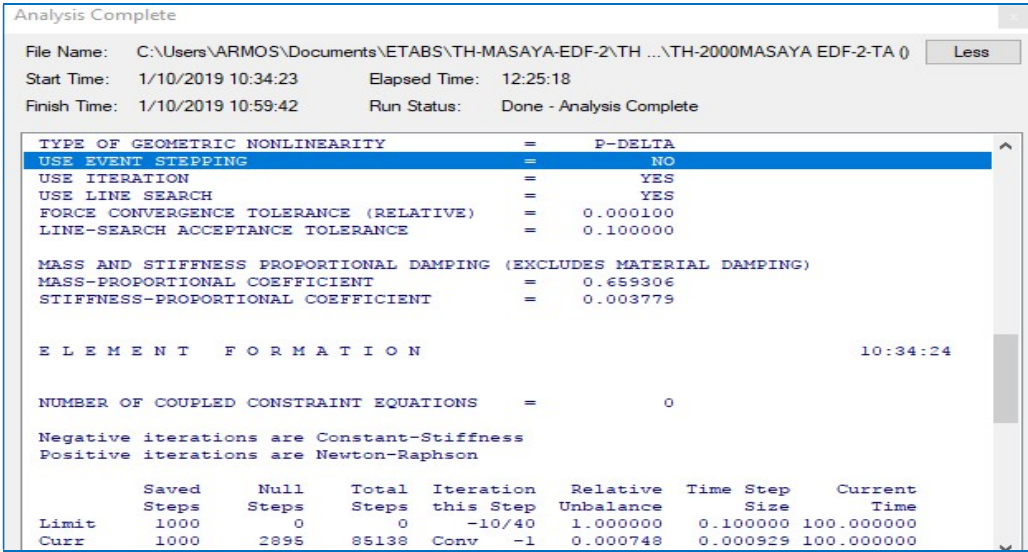
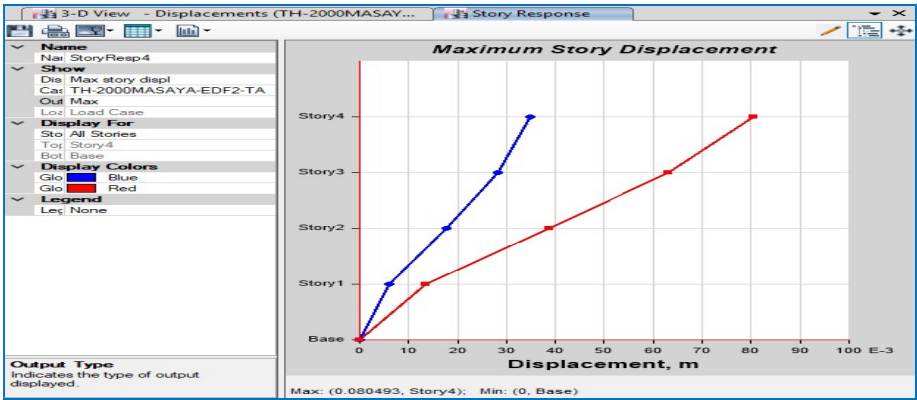


Gráfico. 20.60 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

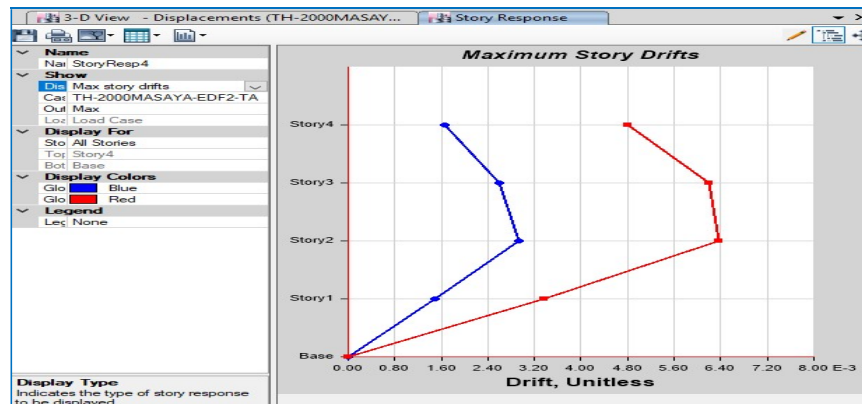
Desplazamientos



Story Response

| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|-------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.034698962... | 0.080493060... |
| Story3 | 12 | Top | 0.028095026... | 0.063061056... |
| Story2 | 8 | Top | 0.017689894... | 0.038834021... |
| Story1 | 4 | Top | 0.005971798... | 0.013408119... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

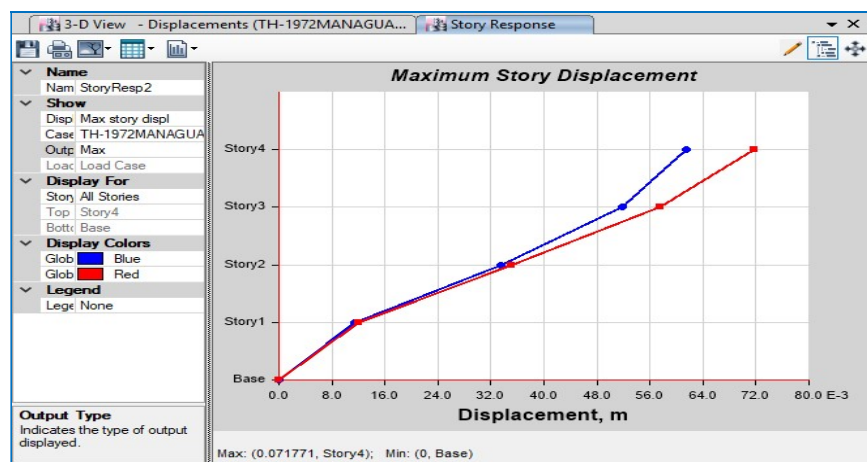
Gráfico. 20.61 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1



| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.001650983... | 0.004798972... |
| Story3 | 12 | Top | 0.002601283... | 0.006196665... |
| Story2 | 8 | Top | 0.002929524... | 0.006356475... |
| Story1 | 4 | Top | 0.001492949... | 0.003352029... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

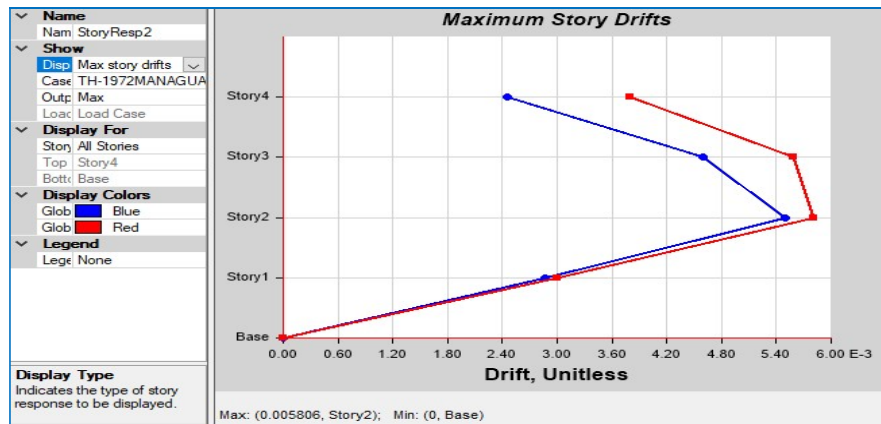
Gráfico. 20.62 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

RESULTADOS DE SISMO DE MANAGUA EN EDF-2-TIPO A



| Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.061568653... | 0.071770751... |
| Story3 | 12 | Top | 0.051815485... | 0.057471181... |
| Story2 | 8 | Top | 0.033447268... | 0.035119977... |
| Story1 | 4 | Top | 0.011460931... | 0.011972946... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.63 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1



| Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|--------|-------------|----------|----------------|----------------|
| Story4 | 16 | Top | 0.002454594... | 0.003794540... |
| Story3 | 12 | Top | 0.004592054... | 0.005587801... |
| Story2 | 8 | Top | 0.005496584... | 0.005806092... |
| Story1 | 4 | Top | 0.002865232... | 0.002993236... |
| Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.64 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

Reacción base, desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
|-----------------|------------|------------|----------|-------------|------------|--------------|-----|-----|-----|
| TH-1972MANAG... | 4241.2541 | 5091.7302 | 24.4305 | 50646.6302 | 43780.7201 | 199977.647 | 0 | 0 | 0 |
| TH-1972MANAG... | -4543.3732 | -4394.9564 | -94.1746 | -52923.7235 | -50672.947 | -166785.9445 | 0 | 0 | 0 |

| Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X m | Y m | Z m |
|--------|-----------------|-----------|----------|-------|-----|-----|-----|
| Story4 | TH-1972MANAG... | X | 0.002455 | 64 | 0 | 30 | 16 |
| Story4 | TH-1972MANAG... | Y | 0.003795 | 55 | 0 | 15 | 16 |
| Story3 | TH-1972MANAG... | X | 0.004592 | 228 | 68 | 0 | 12 |
| Story3 | TH-1972MANAG... | Y | 0.005588 | 55 | 0 | 15 | 12 |
| Story2 | TH-1972MANAG... | X | 0.005497 | 228 | 68 | 0 | 8 |
| Story2 | TH-1972MANAG... | Y | 0.005806 | 55 | 0 | 15 | 8 |
| Story1 | TH-1972MANAG... | X | 0.002865 | 228 | 68 | 0 | 4 |

| Story | Load Case/Combo | Direction | Maximum m | Average m | Ratio |
|--------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-------|
| Story4 | TH-1972MANAG... | X | 0.061569 | 0.051505 | 1.195 |
| Story4 | TH-1972MANAG... | Y | 0.071771 | 0.049015 | 1.464 |
| Story3 | TH-1972MANAG... | X | 0.051815 | 0.043468 | 1.192 |
| Story3 | TH-1972MANAG... | Y | 0.057471 | 0.038745 | 1.483 |
| Story2 | TH-1972MANAG... | X | 0.033447 | 0.027882 | 1.2 |
| Story2 | TH-1972MANAG... | Y | 0.03512 | 0.023705 | 1.482 |
| Story1 | TH-1972MANAG... | X | 0.011461 | 0.009405 | 1.219 |
| Story1 | TH-1972MANAG... | Y | 0.011973 | 0.008267 | 1.448 |

Gráfico. 20.65 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

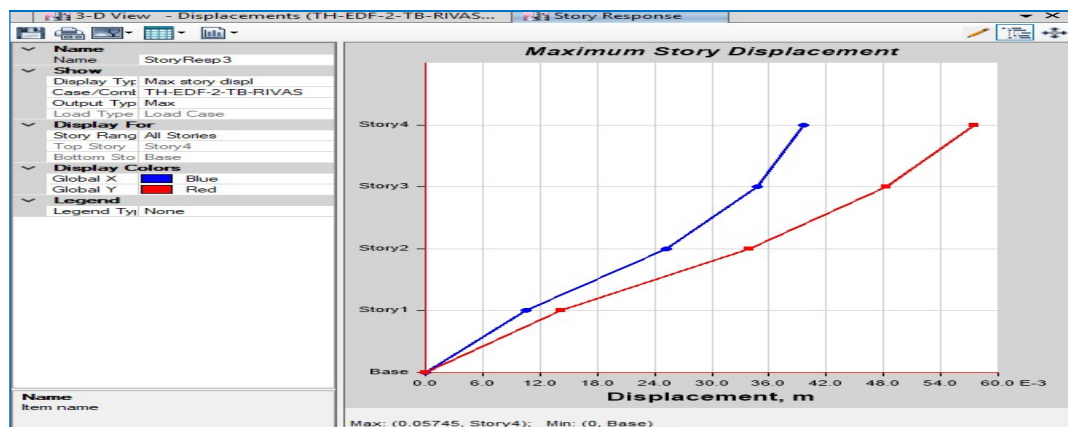
TIME HISTORY A EDF-2-TIPO-B

Reacción en la base, desplazamientos y distorciones de entrepiso.

| Base Reactions | | | | | | | | | | |
|----------------|-------------------|--------------|-------------|----------------|-------------|--------------|--------------|-----|-----|-----|
| 1 de 2 | | Reload Apply | | Base Reactions | | | | | | |
| | Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf-m | MY tonf-m | MZ tonf-m | X m | Y m | Z m |
| ▶ | TH-EDF-2-TB-RI... | 11472.5765 | 12432.3225 | 11941.7528 | 379577.4591 | -331034.7932 | 499628.3094 | 0 | 0 | 0 |
| | TH-EDF-2-TB-RI... | -11407.6809 | -14407.5022 | 11818.1118 | 73192.9456 | -571053.6885 | -529178.3789 | 0 | 0 | 0 |

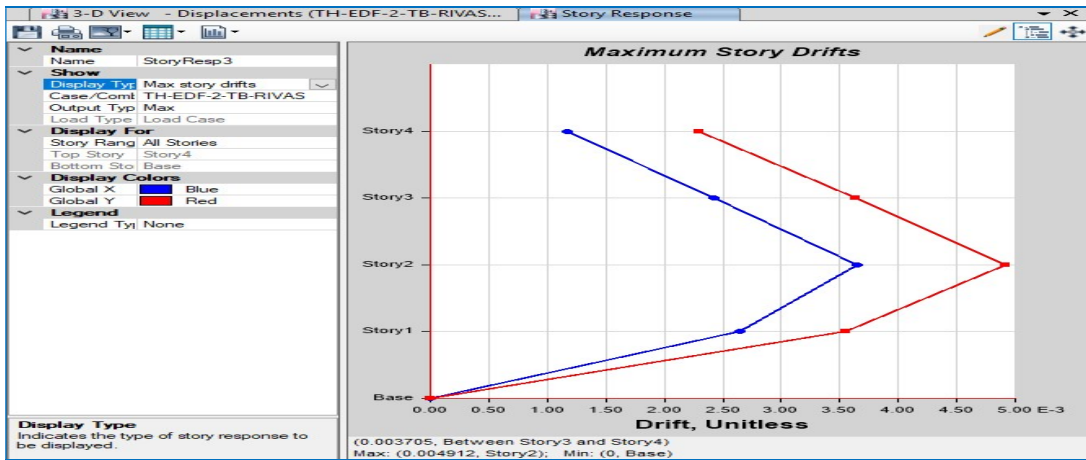
| Story Drifts | | | | | | | | |
|--------------|--------|-------------------|-----------|--------------|-------|-----|-----|-----|
| 1 de 8 | | Reload Apply | | Story Drifts | | | | |
| | Story | Load Case/Combo | Direction | Drift | Label | X m | Y m | Z m |
| ▶ | Story4 | TH-EDF-2-TB-RI... | X | 0.001172 | 228 | 68 | 0 | 16 |
| | Story4 | TH-EDF-2-TB-RI... | Y | 0.002299 | 55 | 0 | 15 | 16 |
| | Story3 | TH-EDF-2-TB-RI... | X | 0.002417 | 228 | 68 | 0 | 12 |
| | Story3 | TH-EDF-2-TB-RI... | Y | 0.003635 | 55 | 0 | 15 | 12 |
| | Story2 | TH-EDF-2-TB-RI... | X | 0.003644 | 228 | 68 | 0 | 8 |
| | Story2 | TH-EDF-2-TB-RI... | Y | 0.004912 | 55 | 0 | 15 | 8 |
| | Story1 | TH-EDF-2-TB-RI... | X | 0.00265 | 228 | 68 | 0 | 4 |
| | Story1 | TH-EDF-2-TB-RI... | Y | 0.003552 | 55 | 0 | 15 | 4 |

Gráfico. 20.66. Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1



| Story Response | | | | | |
|----------------|--------|-------------|----------|----------------|----------------|
| | Story | Elevation m | Location | X-Dir m | Y-Dir m |
| ▶ | Story4 | 16 | Top | 0.039534072... | 0.057449524... |
| | Story3 | 12 | Top | 0.034844509... | 0.048253814... |
| | Story2 | 8 | Top | 0.025175836... | 0.033844139... |
| | Story1 | 4 | Top | 0.010600486... | 0.014207000... |
| | Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.67 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1



Story Response

| | Story | Elevation m | Location | X-Dir | Y-Dir |
|---|--------|----------------|----------|----------------|----------------|
| ► | Story4 | 16 | Top | 0.001172390... | 0.002298927... |
| | Story3 | 12 | Top | 0.002417168... | 0.003635077... |
| | Story2 | 8 | Top | 0.003643837... | 0.004912480... |
| | Story1 | 4 | Top | 0.002650121... | 0.003551750... |
| | Base | 0 | Top | 0 | 0 |

Gráfico. 20.68 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

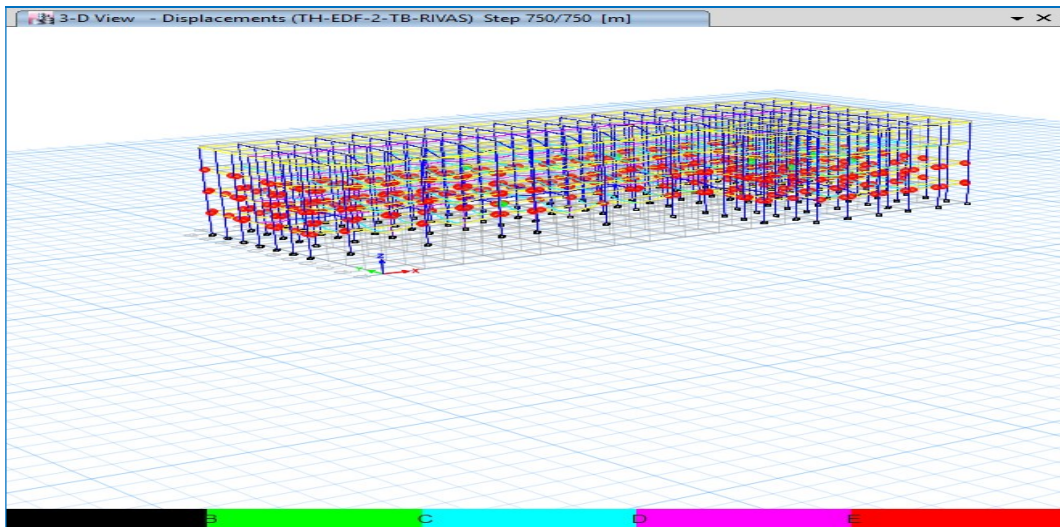


Gráfico. 20.69 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

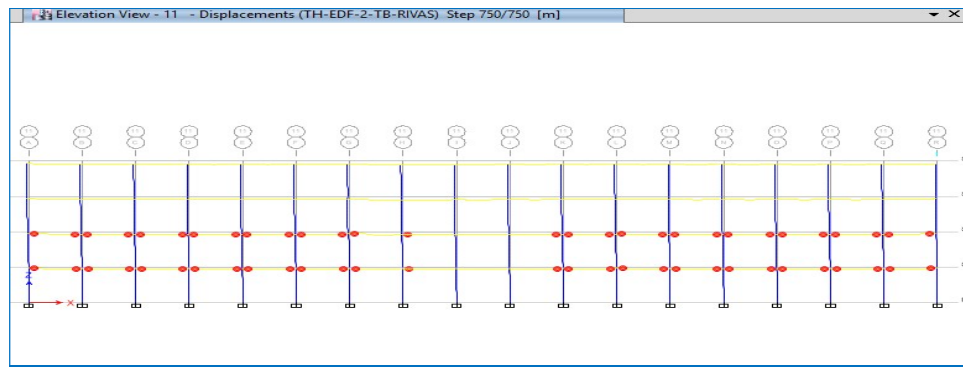


Gráfico. 20.70 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

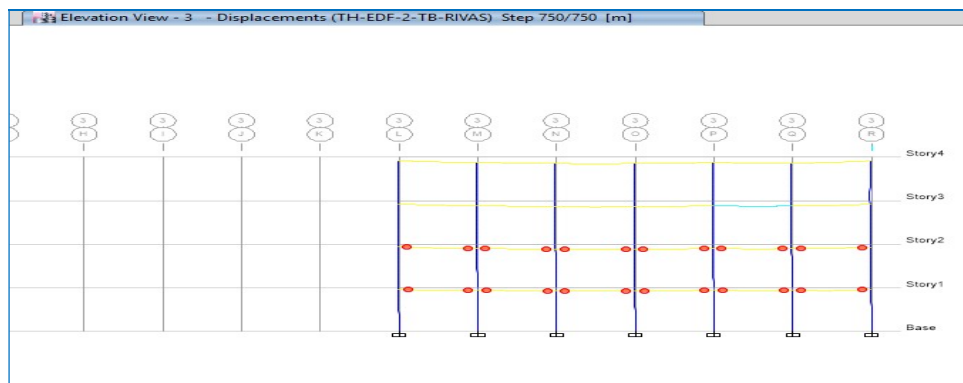


Gráfico. 20.71 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

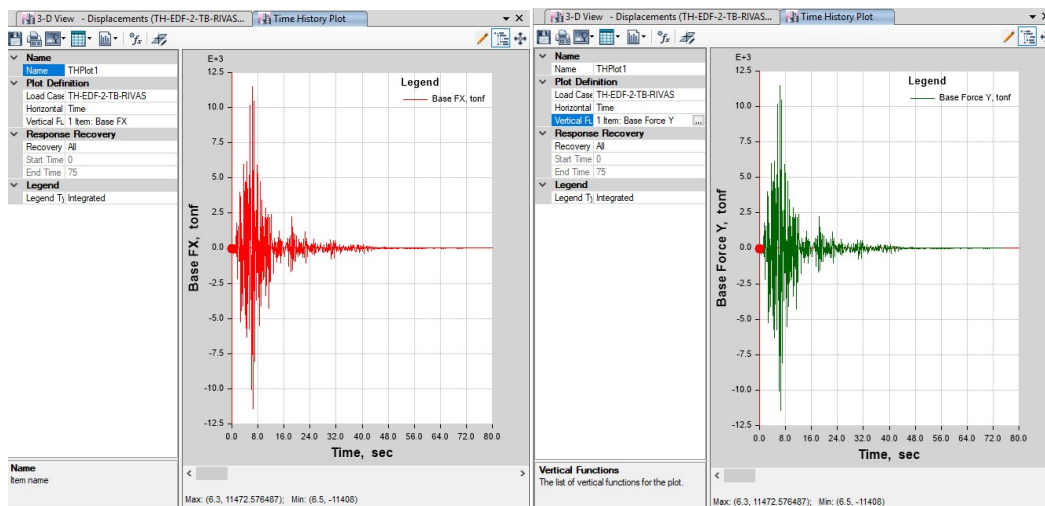


Gráfico. 20.72 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

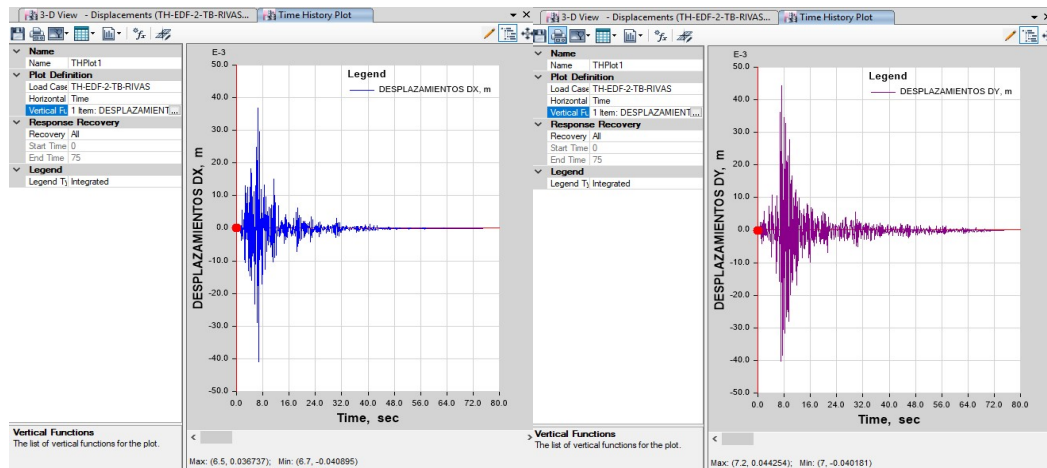


Gráfico. 20.73 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

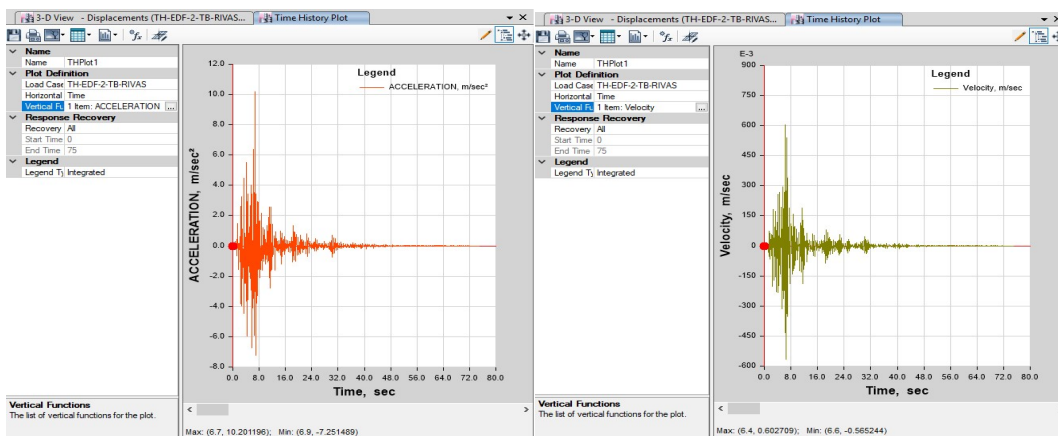


Gráfico. 20.74 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

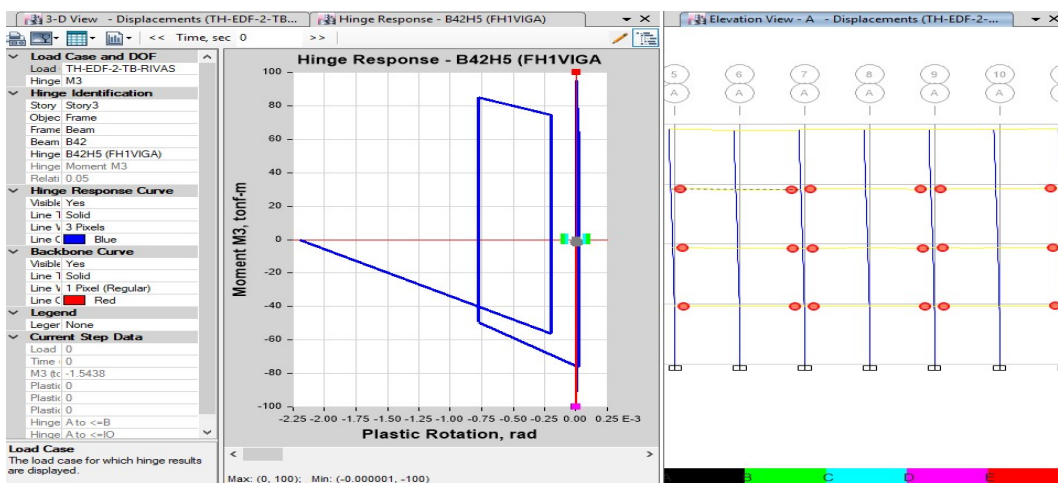


Gráfico. 20.75 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

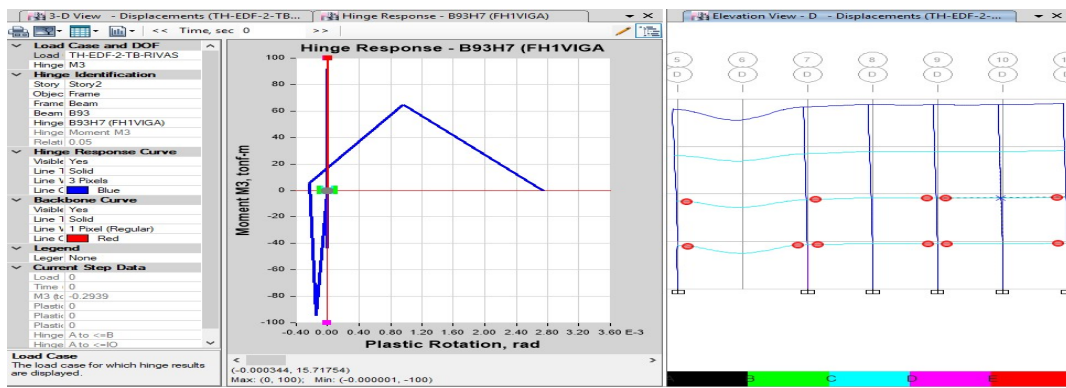


Gráfico. 20.76 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

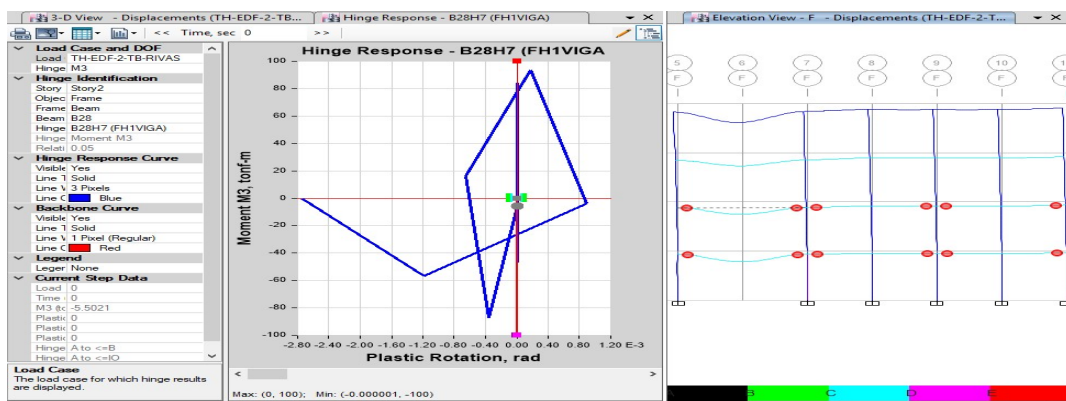


Gráfico. 20.77 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

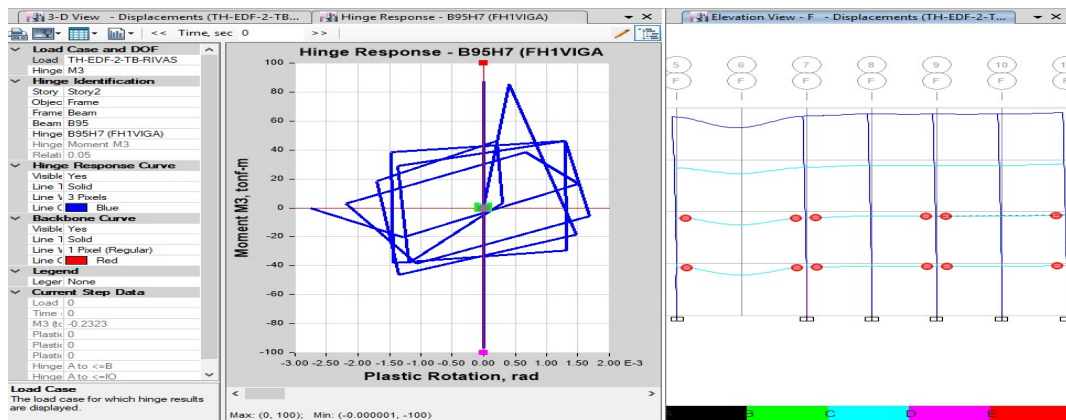


Gráfico. 20.78 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

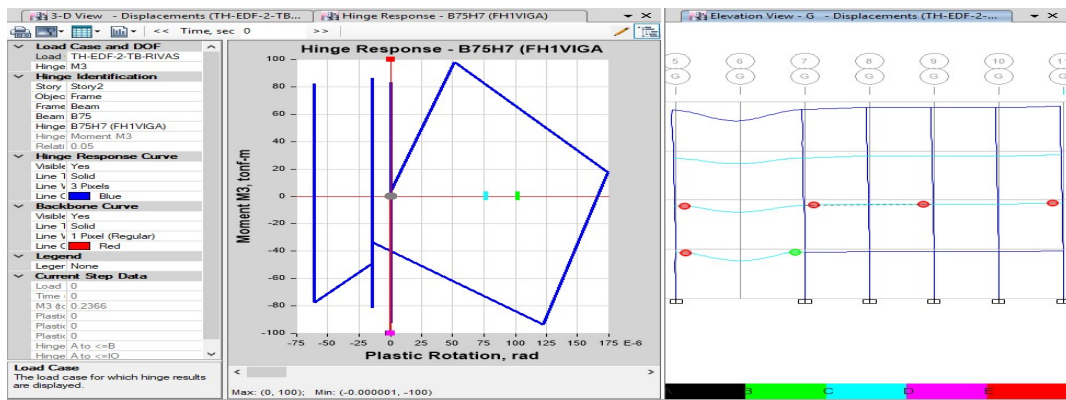


Gráfico. 20.79 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

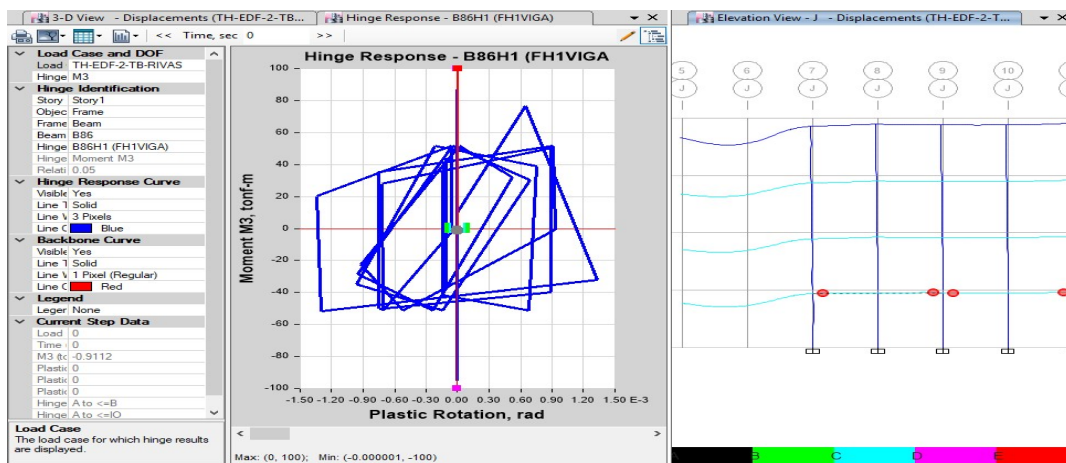


Gráfico. 20.80 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

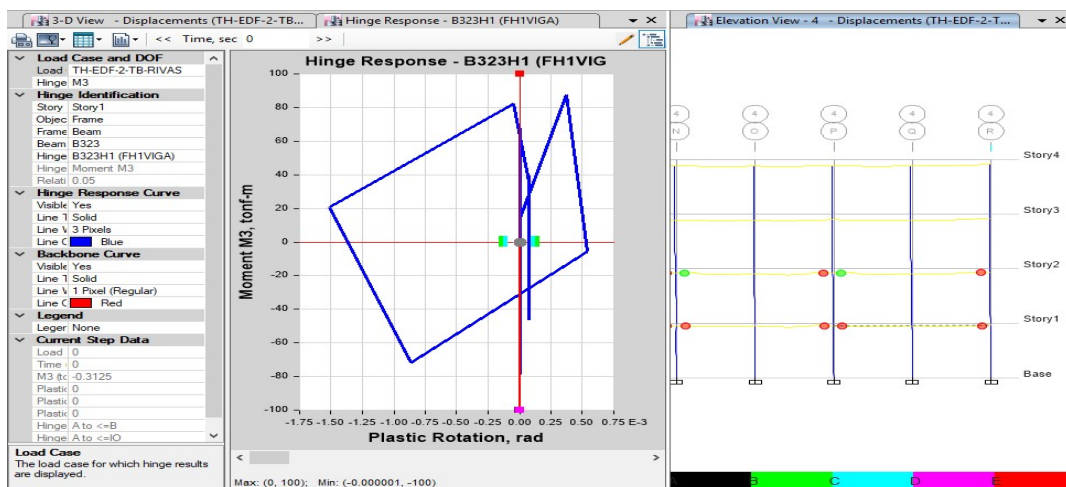


Gráfico. 20.81 Fuente programa computacional de estructuras ETABS-16.1

Modal Participating Mass Ratios

| Case | Mode | Period sec | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX | RY | RZ | Sum RX |
|------|------|---------------|--------|--------|----|--------|--------|--------|--------|--------|-----------|--------|
| 1 | | 0.439 | 0.0052 | 0.2986 | 0 | 0.0052 | 0.2986 | 0 | 0.1317 | 0.0023 | 0.4992 | 0.1317 |
| 2 | | 0.301 | 0.7925 | 0.0099 | 0 | 0.7977 | 0.3085 | 0 | 0.0037 | 0.2846 | 0.0001 | 0.1354 |
| 3 | | 0.252 | 0.0049 | 0.4957 | 0 | 0.8025 | 0.8042 | 0 | 0.1515 | 0.0016 | 0.3077 | 0.2869 |
| 4 | | 0.135 | 0.0006 | 0.0493 | 0 | 0.8031 | 0.8535 | 0 | 0.1696 | 0.0033 | 0.0845 | 0.4565 |
| 5 | | 0.093 | 0.1268 | 0.0011 | 0 | 0.9299 | 0.8546 | 0 | 0.005 | 0.516 | 0.0001 | 0.4515 |
| 6 | | 0.077 | 0.0005 | 0.0765 | 0 | 0.9304 | 0.9311 | 0 | 0.3593 | 0.0021 | 0.0418 | 0.8208 |
| 7 | | 0.067 | 0.0002 | 0.0187 | 0 | 0.9307 | 0.9498 | 0 | 0.0458 | 0.0005 | 0.0334 | 0.8666 |
| 8 | | 0.046 | 0.0521 | 0.0006 | 0 | 0.9827 | 0.9504 | 0 | 0.0014 | 0.1345 | 2.138E-05 | 0.868 |
| 9 | | 0.043 | 0.0001 | 0.0058 | 0 | 0.9828 | 0.9563 | 0 | 0.0189 | 0.0003 | 0.0151 | 0.8869 |
| 10 | | 0.04 | 0.0004 | 0.033 | 0 | 0.9832 | 0.9892 | 0 | 0.0762 | 0.0011 | 0.0139 | 0.9631 |
| 11 | | 0.029 | 0.0166 | 0.0004 | 0 | 0.9997 | 0.9896 | 0 | 0.0012 | 0.053 | 4.796E-06 | 0.9643 |
| 12 | | 0.026 | 0.0003 | 0.0104 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0.0356 | 0.0008 | 0.0042 | 1 |

Datos estructurales de EDF-2

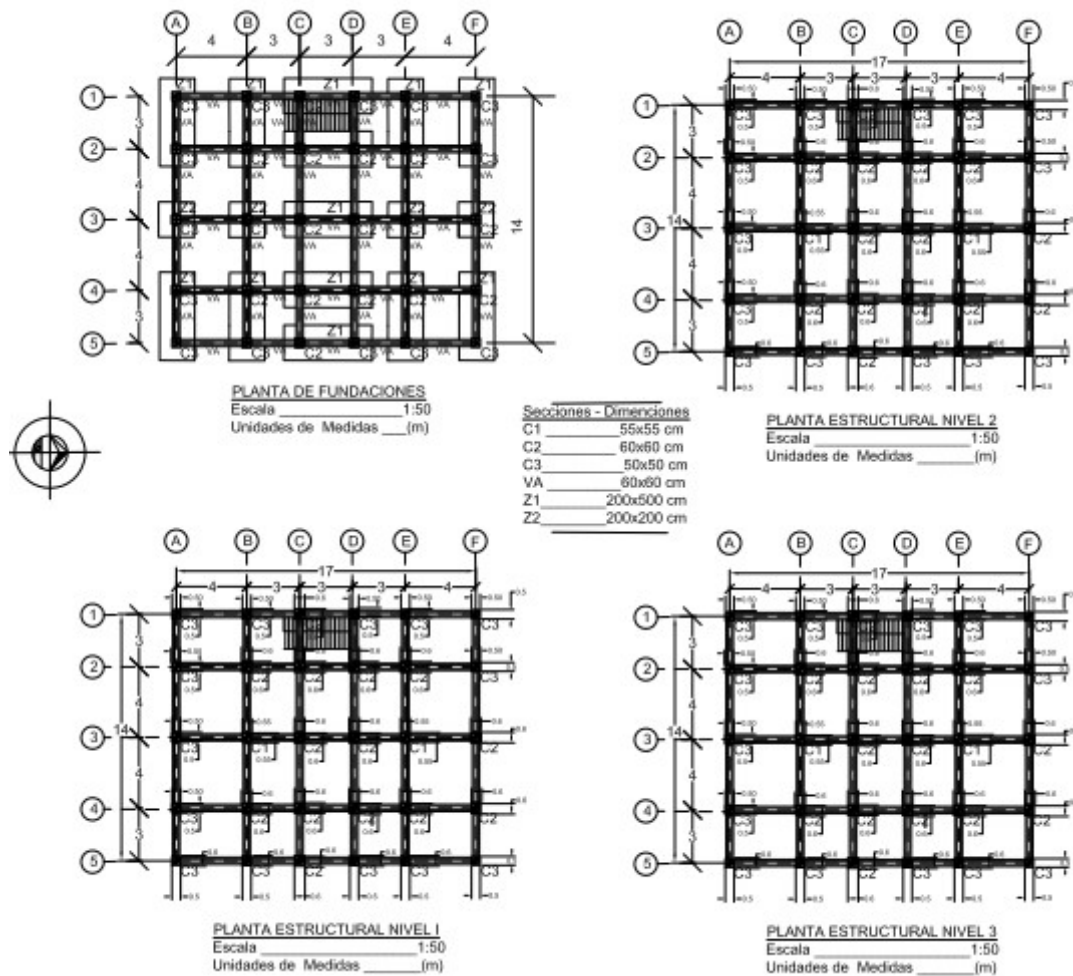


Gráfico. 20.82 a. Fuente retomadas de los planos estructurales de EDF-1

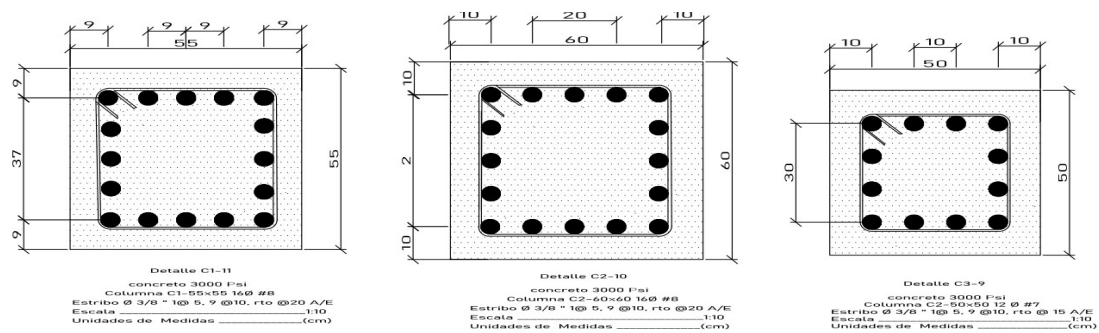


Gráfico. 20.82 b. Fuente retomadas de los planos estructurales de EDF-1

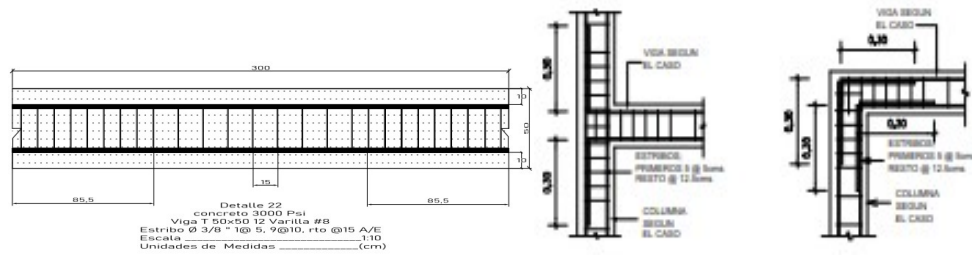
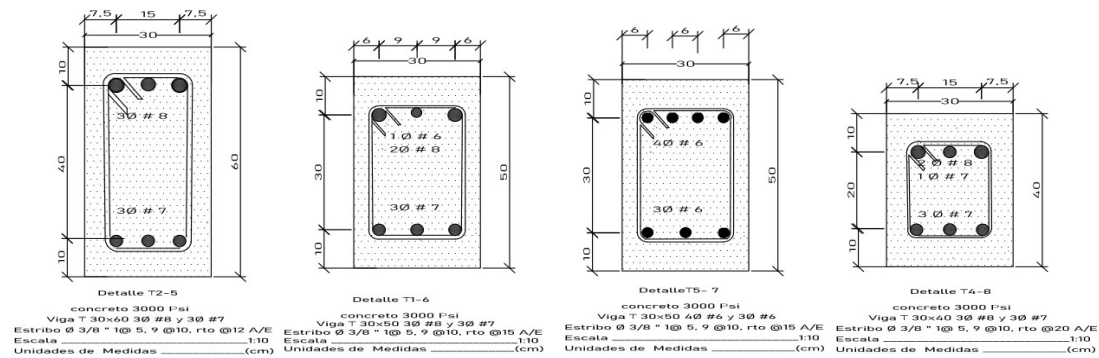


Gráfico. 20.82 c. Fuente retomadas de los planos estructurales de EDF-1

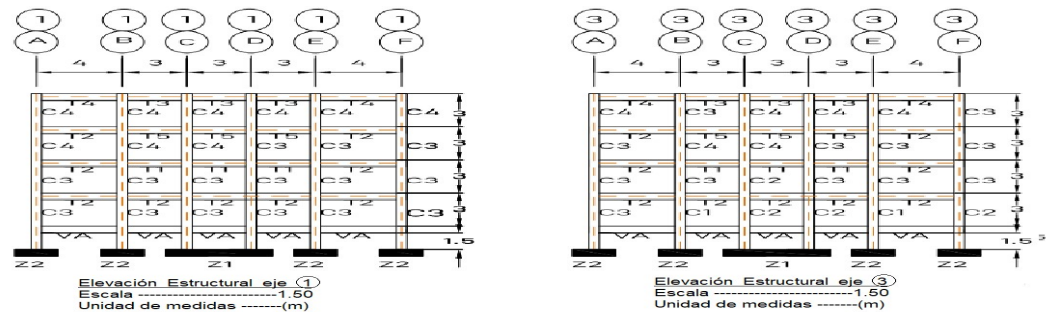


Gráfico. 20.82 d, Fuente retomadas de los planos estructurales de EDF-1

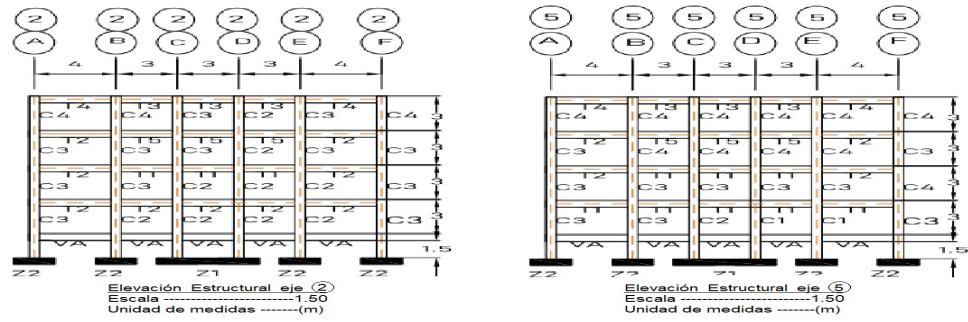


Gráfico. 21.82 e Fuente retomadas de los planos estructurales de EDF-1

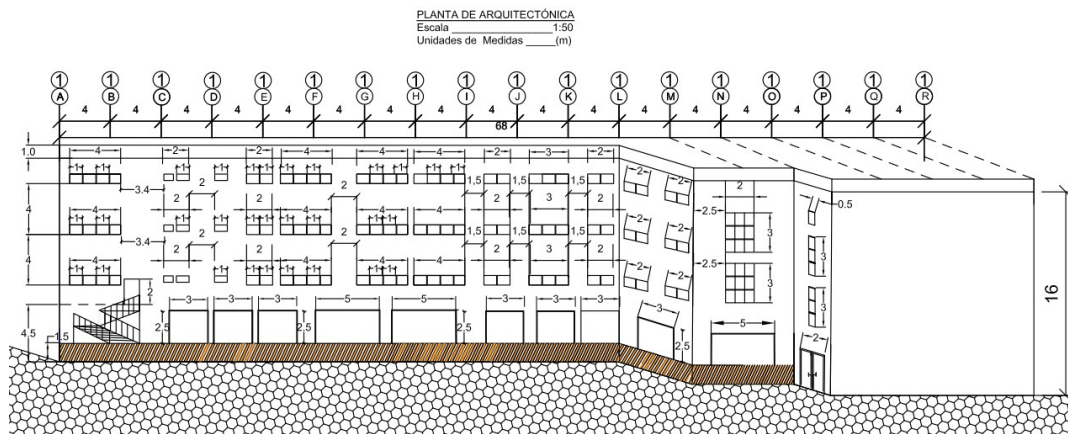


Gráfico. 20.83 a. Fuente reconstruida de los planos estructurales de EDF-2

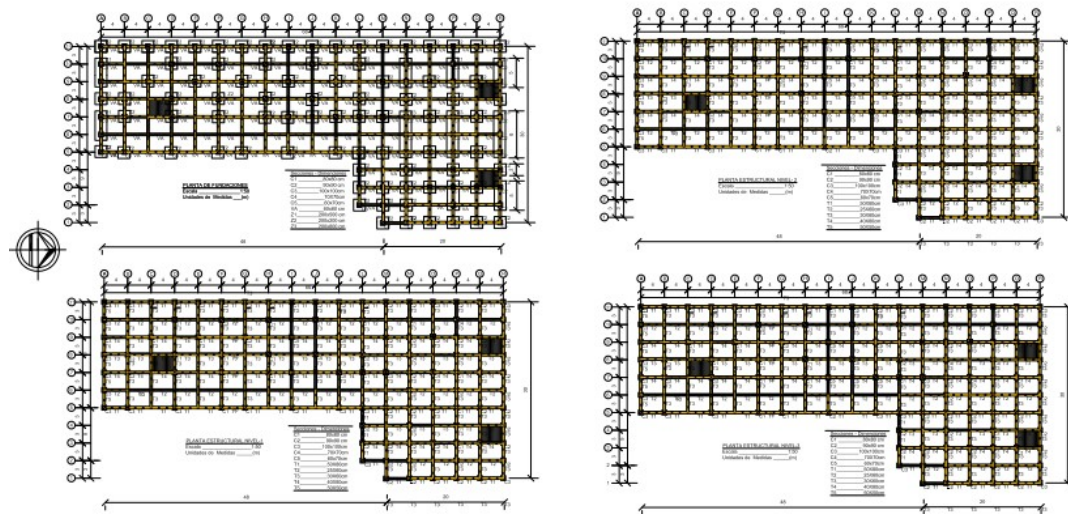


Figure 1 shows six technical drawings of rectangular reinforced concrete slabs, arranged in two rows of three. Each drawing represents a different elevation (Einbauebene) of the slab, showing the reinforcement layout. The drawings are labeled as follows:

- Einbauebene 1/1:** Top view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).
- Einbauebene 2/2:** Side view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).
- Einbauebene 3/3:** Side view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).
- Einbauebene 4/4:** Bottom view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).
- Einbauebene 5/5:** Side view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).
- Einbauebene 6/6:** Side view of the slab. Dimensions: 10.0m x 10.0m. Reinforcement: 10 bars (5 top, 5 bottom).